



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil et de génie du bâtiment

COMPORTEMENT DE POUTRES PROFONDES, AVEC OUVERTURES, EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉ DE BARRES EN POLYMÈRE RENFORCÉ DE FIBRES DE VERRE (PRFV)

Mémoire de Maîtrise ès Sciences Appliquées
Spécialité : génie civil

Jacob FRAPPIER

Composition du jury :

Brahim BENMOKRANE (directeur)

Michaël GUÉRIN (examineur)

Charles-Philippe LAMARCHE (rapporteur)

Résumé

Les barres en polymère renforcé de fibres (PRF) sont de plus en plus utilisées dans le domaine du génie civil. Bon nombre de recherches ont montré que les structures en béton armé renforcé de barres en PRF peuvent être conçues de façon sécuritaire et durable. Ce type de barres, en substitution aux barres en acier régulières, permet notamment de se prémunir des problèmes liés à la corrosion électrochimique et de construire des structures n'ayant pas de résonnance magnétique.

Les poutres profondes sont fréquemment utilisées dans les infrastructures routières et dans les bâtiments. Des ouvertures peuvent y être placées afin de faciliter le passage de conduites ou pour donner un accès. Toutefois, l'ajout d'ouvertures peut grandement diminuer la résistance de l'élément. Ce type d'élément a été étudié de façon approfondie lorsque renforcé de barres en acier. Il peut être intéressant de remplacer ces barres en acier par des barres en PRF afin d'augmenter la durée de vie de la structure en milieu agressif ou bien pour prémunir une salle d'imagerie par résonnance magnétique de matériaux métalliques. Dans ce cas, aucune recommandation n'est donnée dans les normes CSA A23.3 (2014), CSA S806 (2012), ACI 318 (2014) et ACI 440 (2015) en ce qui a trait au calcul des poutres profondes, avec ouvertures, en béton armé renforcé de barres en PRF. De plus, aucune étude publiée à la date de rédaction de ce document ne présente d'essais permettant de guider les concepteurs. Ainsi, six poutres profondes avec et sans ouvertures ont ainsi été mises à l'essai sous un chargement en quatre points. Toutes possédaient une hauteur de 1200 mm, une largeur de 300 mm et une portée de 3000 mm. De ces échantillons, un n'avait pas d'ouvertures afin d'être utilisé comme référence. Une poutre mise à l'essai par Mohamed et al. (2017) est aussi incluse dans l'étude comme référence. Les paramètres d'essais étaient le type de barres utilisé (acier ou PRFV), la présence d'ouvertures ou non et la quantité d'armatures installée autour des ouvertures.

Ce mémoire de maîtrise présente une comparaison entre le comportement des poutres profondes renforcées de barres en PRF et de celles renforcées de barres en acier. Les patrons de fissuration, la déformation des échantillons et les courbes charge-déformation sont comparés pour les deux types de spécimens (barres en acier et en PRF). Par la suite, l'effet de l'ajout des ouvertures ainsi que l'efficacité des armatures supplémentaires sont présentés. Finalement, une évaluation des normes de calculs concernant la méthode bielle-tirant est présentée en montrant le niveau de conservatisme très élevé pour les échantillons avec ouvertures dont l'armature est en acier.

Mots clés : poutre profonde, béton, ouvertures, PRFV, acier, comportement, cisaillement

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier sincèrement toutes les personnes suivantes pour leurs contributions lors de mon passage à l'université:

Mon directeur de recherche, le professeur Brahim Benmokrane pour m'avoir offert l'opportunité d'enrichir mes connaissances par l'accomplissement d'un projet de maîtrise innovateur et enrichissant. Son soutien constant pour son équipe de recherche fut d'une aide précieuse.

Pour leur soutien financier, le professeur Brahim Benmokrane, le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie (CRSNG) et le Fonds de Recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) qui ont facilité mon travail en me permettant de me concentrer pleinement sur la maîtrise.

Khaled Mohamed, qui a été d'une aide incontestable afin de bâtir les cages d'armatures, instrumenter les barres, effectuer les coulées de béton et effectuer les essais en laboratoire. Il a aussi été disponible pendant mon passage à la maîtrise pour répondre à mes questions et a été d'une grande aide pour la préparation de l'article à la suite des essais.

Ahmed Farghaly, qui a lui aussi participé aux coulées de béton et aux essais, est demeuré disponible pour répondre à mes questions tout au long du projet. Son aide fut aussi grandement appréciée pour la révision de l'article.

Frédéric Daniel, mon partenaire de charge de cours. Il a été d'une grande aide pour l'enseignement et il a contribué à faire de cette expérience un succès. Sa bonne humeur et sa passion pour le génie civil aidaient à maintenir le moral élevé.

Gabriel Rivard, Alireza Asadian et Steeve Ambroise pour leur participation aux activités sonores dans l'université.

Mes collègues de l'Université de Sherbrooke pour tous les bons moments partagés qui m'ont permis de mieux apprécier mon passage comme étudiant.

Ma mère, mon père, mon frère et ma sœur qui ont grandement contribué à mon éducation et m'ont permis de devenir la personne que je suis. Leur soutien moral exceptionnel fut d'une grande aide.

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	1
2. ÉTAT DE L'ART	4
2.1 LES MATÉRIAUX COMPOSITES	4
2.2 LES POUTRES PROFONDES EN BÉTON ARMÉ.....	6
2.2.1 Définition et comportement.....	6
2.2.2 Poutres profondes avec ouvertures	8
2.2.3 Utilisation des barres en PRFV.....	10
2.2.4 Armature minimale	11
2.3 LA MÉTHODE BIELLE-TIRANT	12
2.3.1 Définition et usage	12
2.3.2 Application.....	15
2.3.3 Normes canadiennes et américaines.....	16
2.3.4 Méthode proposée par Mohamed et al. [5].....	21
2.3.5 Optimisation à l'aide de CAST.....	22
2.4 SYNTHÈSE DE L'ÉTAT DE L'ART	22
3. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR DES POUTRES PROFONDES, AVEC OUVERTURES, EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉ DE BARRES EN PRFV.....	24
3.1 INTRODUCTION	27
3.2 RESEARCH SIGNIFICANCE	28
3.3 EXPERIMENTAL PROGRAM	28
3.3.1 Specimen details.....	28
3.3.2 Material properties	30
3.3.3 Test procedure and instrumentation	31
3.4 EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION.....	33
3.4.1 Behavior of specimens without openings	33
3.4.1.1 Crack propagation and failure mechanism	33
3.4.1.2 Strains in web reinforcement.....	34
3.4.1.3 Load–deflection behavior	35
3.4.2 Behavior of specimens with openings	37
3.4.2.1 Crack propagation and failure mechanism	37
3.4.2.2 Specimen deformations	38
3.4.2.3 Load–deflection behavior	39
3.4.2.4 Effect of openings and reinforcement configuration.....	40
3.4.2.5 Strains in longitudinal reinforcement	41
3.5 STRUT-AND-TIE MODEL	43
3.5.1 Assessment of STMs.....	44

3.6 CONCLUSIONS47

3.7 ACKNOWLEDGMENTS48

4. CONCLUSION ET PERSPECTIVES FUTURES.....49

LISTE DES RÉFÉRENCES51

LISTE DES FIGURES

Figure 1 - Courbes contrainte-déformation idéalisées d'une barre en acier et en PRFV .6	
Figure 2 - Définition d'une poutre profonde (adaptée de Schlaich et al. [14])	7
Figure 3 - Résistance en cisaillement relative sur le ratio de l'aire des ouvertures [19]...	9
Figure 4 - Positionnement des ouvertures (adapté de Yang et al. [7])	9
Figure 5 - Exemple de treillis selon la méthode bielle-tirant	12
Figure 6 - Distribution des déformations dans le béton dans une région D	14
Figure 7 - Aire effective en compression (tiré de CSA A23.3 [5])	18
Figure 8 – Reinforcement details of test specimens (Note: 1 mm = 0.0394 in)	29
Figure 9 – Test setup	31
Figure 10 – Instrumentation	32
Figure 11 – Cracking pattern before failure of specimens without openings	33
Figure 12 – Failure of specimens without openings	34
Figure 13 – Strain in web reinforcement for specimens without openings.....	35
Figure 14 – Normalized load–deflection curves for specimens without openings.....	36
Figure 15 – Cracking pattern before failure of specimens with openings	36
Figure 16 – Order of crack appearance and opening deformation.....	37
Figure 17 – Ruptured bent portion of GFRP stirrup.....	38
Figure 18 – Typical plan of rupture for specimens with openings.....	38
Figure 19 – Opening deformation of GO2 and SO2	39
Figure 20 – Load–deflection response	40
Figure 21 – Strain in longitudinal reinforcement at different loading stages.....	42
Figure 22 – STMs for the tested deep beams.....	43

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 - Propriétés des différentes barres en PRF	5
Tableau 2 – Coefficient β_s	20
Table 3 - Reinforcement details	30
Table 4 – GFRP reinforcement bar properties (Pultrall, 2016)	31
Table 5 – Summary of experimental results	33
Table 6 – Summary of stress checks used to evaluate deep beams	45
Table 7 – Predicted versus experimental ultimate capacity	46

LISTE DES SYMBOLES

a	Portée en cisaillement
A_{cs}	Aire effective d'une bielle
A_{FT}	Section de PRF d'un tirant
A_{nz}	Aire de surface d'une zone nodale
A_{st}	Section d'acier d'un tirant
A_s	Section d'acier
b	Largeur de l'élément
d	Distance entre le centre de gravité des barres tendues et la fibre extérieure de béton comprimée
d_{ba}	Diamètre des barres longitudinales
f'_c	Résistance en compression du béton
f_{ce}	Résistance effective en compression d'une bielle en béton
f_{cu}	Résistance effective du béton
f_{fu}	Résistance ultime du PRF
f_y	Limite élastique de l'acier
F_{nn}	Résistance nominale d'un nœud
F_{ns}	Résistance nominale d'une bielle
F_{nt}	Résistance nominale d'un tirant
h	Hauteur d'un élément
h_a	Deux fois la distance entre le centre du tirant et le bas d'une poutre profonde
h_s	Hauteur de la bielle
l_a	Longueur effective du nœud
l_b	Largeur de l'appui
m_1	Ratio de la largeur de l'ouverture sur la portée en cisaillement
m_2	Ratio de la hauteur de l'ouverture sur la hauteur de la poutre
P	Charge ponctuelle d'intensité P
α	Angle entre une bielle et une barre d'armature donnée
β_s	Facteur de réduction de la résistance du béton en fonction de la géométrie et de la localisation des bielles
ϵ	Déformation des barres rapportée de façon perpendiculaire à la bielle
ϵ	Déformation dans le tirant en PRF
ϵ	Déformation dans le tirant en acier
θ_s	Angle entre l'axe d'un tirant et d'une bielle
λ	Coefficient tenant compte de la masse volumique du béton utilisé
ρ_{OA}	Ratio de l'aire d'une ouverture sur l'aire entre le milieu de l'appui et le milieu de la plaque de chargement
ν	Coefficient de réduction relatif à f'_c

ϕ	Coefficient de sécurité partiel relatif au type d'effort
ϕ_c	Coefficient de sécurité partiel relatif à f'_c
ϕ_s	Coefficient de sécurité partiel relatif à f_y

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Les barres d'armature en polymères renforcés de fibres (PRF) ont vu le jour pour la première fois au Japon dans les années 1980. Toutefois, ce n'est qu'au début des années 1990 que cette technologie a fait son apparition au Canada et de plus en plus d'infrastructures routières en béton armé sont conçues avec des barres en PRF. Cependant, l'adoption de ce type de barres d'armatures est ralentie, en partie, par le manque de connaissances des ingénieurs sur leur comportement dans les structures en béton armé.

Dans les travaux routiers au Canada, on renforce, la grande majorité du temps le béton, avec de l'acier. Cependant, la présence d'armatures en acier peut occasionner des problèmes de durabilité. En effet, lorsque l'acier se corrode, il prend de l'expansion et fait fissurer le béton. Les fissures ainsi créées permettent aux agents agressifs de dégrader plus rapidement le béton et se rendent plus facilement aux barres d'armatures amplifiant le phénomène de corrosion. Par ce fait, le coût des réparations des infrastructures en béton en Amérique du Nord se chiffre en milliards de dollars chaque année. Les barres d'armature en PRF, n'étant pas soumises à la corrosion électrochimique et ayant une bonne durabilité, sont donc, à ce niveau, une alternative intéressante comme matériau de renforcement. De plus, ces barres possèdent des propriétés intéressantes comme par exemple, une résistance en tension nettement supérieure aux barres régulières en acier.

De plus en plus d'études montrent que l'utilisation des barres et des feuilles en polymères renforcés de fibres (PRF) permet de concevoir des éléments de structure en béton armé ayant une très bonne résistance et ainsi peuvent être utilisées dans les dalles [1], les poutres, les colonnes [2], [3] et autres.

Dans un ouvrage en béton armé, il arrive souvent qu'il y ait présence de zones de discontinuité, c'est à dire des zones où les déformations dans la section ne suivent pas une distribution linéaire. Ainsi, dans ces zones, les équations basées sur l'hypothèse de Bernoulli, c'est-à-dire qu'une section plane avant déformation demeure plane après déformation, ne s'appliquent pas. Il faut donc considérer les déformations non linéaires, le déversement latéral ainsi que l'augmentation des longueurs d'ancrage nécessaire dans ce type de section [4]. Ces zones sont généralement dimensionnées à l'aide d'un modèle bielle-tirant qui permet la conception de ces sections en incluant les considérations nécessaires. Cependant, cette méthode est basée sur l'hypothèse que la section est renforcée de barres en acier ductiles. Ces barres, pouvant se déformer grandement après l'atteinte de leur limite élastique, permettent la formation de bielles et de tirants bien

définis. En ce qui concerne le béton armé de barres en PRF, peu d'essais ont été effectués afin de valider la méthode bielle-tirant lorsque l'on remplace les barres en acier par des barres ayant un comportement purement élastique et ayant une capacité de déformation moindre que l'acier à la rupture. Les barres en PRF ne peuvent donc pas remplacer directement les barres en acier dans les éléments en béton armé sans avoir, au préalable, effectué des essais en laboratoire.

Les poutres profondes sont des poutres possédant un faible rapport porté sur leur hauteur. Elles sont généralement utilisées dans des chevêtres de ponts ou comme des poutres de transfert dans les bâtiments multi-étages. Ces poutres doivent préférentiellement être calculées selon un modèle bielle-tirant, car il s'agit d'un élément de structure ne respectant pas l'hypothèse de Bernoulli. Une étude effectuée à l'Université de Sherbrooke [5] montre la validité de la méthode bielle-tirant pour des poutres profondes pleine en béton armé renforcé de barres en polymères renforcé de fibres de verre (PRFV). Toutefois, aucune étude n'a été effectuée pour des sections comprenant des géométries plus complexes.

Lorsqu'il est nécessaire de faire passer des conduites ou des câbles au travers d'une poutre profonde, des ouvertures sont placées dans ces éléments. Les ouvertures ont pour effet de diminuer grandement la résistance de la poutre. Il a été montré que la configuration et le type de renforcement installé autour des ouvertures influence significativement la résistance de la poutre [6]–[8]. De plus, la rupture d'une poutre profonde avec ouvertures se produit après la plastification de certaines barres en acier autour de l'ouverture. Les barres en PRF ne se plastifiant pas, le mode de rupture pourrait différer.

La question suivante se pose: est-ce que les barres en PRFV peuvent être utilisées de façon sécuritaire dans les poutres profondes en béton armé comportant des ouvertures dans l'âme ?

Ainsi, dans un premier temps, ce projet de recherche a été une façon d'analyser le comportement des poutres profondes, avec ouvertures, en béton armé renforcé de barres en PRFV et de le comparer au comportement de poutres identiques, renforcées aux mêmes endroits par des barres en acier. Ensuite, il importe de valider la méthode bielle-tirant lors de l'utilisation de barres en PRF dans ces éléments de structure ayant un chemin de charge plus complexe. Ces essais permettront également d'augmenter le nombre de données sur le sujet, afin d'ouvrir la voie vers une meilleure compréhension de ce type de structure.

Pour ce faire, des essais ont été réalisés en laboratoire et comprennent des poutres profondes renforcées de barres en acier et d'autres de barres en PRFV. Un total de six spécimens tailles réelles ont été testés jusqu'à la rupture sur un montage en flexion quatre points. Un spécimen supplémentaire est inclus dans l'étude et provient de l'étude

de Mohamed et al. 2017 [9]. Différentes quantités de barres d'armatures ont été placées autour des ouvertures afin de déterminer leurs effets sur le comportement. Ainsi, ce projet permet une meilleure compréhension des poutres profondes avec ouvertures, renforcées de barres en PRFV. Enfin, le projet a permis de vérifier que la méthode bielle-tirant peut être utilisée afin de calculer la résistance ou de concevoir des spécimens renforcés de barres en acier et en PRFV.

Ce mémoire est séparé en deux sections distinctes. Dans la première section, une revue de la littérature est présentée afin d'introduire le lecteur aux matériaux en PRF, au mécanisme de résistance des poutres profondes, à l'effet d'un ajout d'ouvertures et à la méthode bielle-tirant. Dans la seconde section, l'article soumis à la revue ACI Journal est présenté et résume de façon concise les travaux réalisés. Cet article présente tout d'abord le montage expérimental ainsi que les paramètres d'essais. Ensuite, le comportement des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRFV avec et sans ouvertures comparativement aux spécimens renforcés de barres en acier est décrit. Finalement, les résultats des calculs impliquant la méthode bielle-tirant sont présentés.

La conclusion de ce mémoire se veut un résumé des points importants discuter ainsi qu'un regard vers les prochaines études qui pourraient être effectuées afin d'approfondir les connaissances dans ce domaine.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART

Ce chapitre a pour but de survoler les caractéristiques des barres en composites et de présenter le comportement des poutres profondes avec et sans ouvertures ainsi que la méthode de calcul proposée par les normes nord-américaines, soit la méthode bielle-tirant. La méthode de Mohamed et al. [5], basée principalement sur l'ACI 318 [5], est aussi présentée puisqu'elle permet d'obtenir des résultats d'une très bonne précision.

2.1 LES MATÉRIAUX COMPOSITES

Ce type de matériaux a fait son apparition dans le domaine du génie civil dans le début des années 1990. Aujourd'hui, il est utilisé dans des cas de réhabilitation de structures tout comme dans les nouvelles constructions. À l'aide de matrices polymères, les différents types de fibres sont liés et plusieurs types de produits peuvent être fabriqués. La force des matériaux composites réside dans l'amalgame de deux ou plusieurs matériaux qui, une fois ensemble, permettront d'obtenir un nouveau produit avec des propriétés améliorées. Dans le cas des barres en PRF, il s'agit de la symbiose entre une matrice polymère et des fibres. Dans ce document, seulement les barres d'armatures en PRF fabriquées à partir de trois types de fibre seront brièvement présentées. En fait, plusieurs types de fibres peuvent être utilisées afin de fabriquer des barres d'armature, mais seulement trois sont incluses dans les normes nord-américaines, soit les barres en fibres de verre, en fibres de carbone et en fibres d'aramide [10], [11]. Ce type de produit se veut une alternative aux barres d'armatures en acier comme renforcement dans le béton. Leur principal intérêt se définit par leur résistance aux agents agressifs tels les chlorures et leur propriété de non-magnétisme. Ces barres ne sont pas soumises à la corrosion électrochimique et ainsi peuvent permettre une meilleure durabilité des ouvrages en béton armé lorsqu'elles sont exposées aux sels de déglacage par exemple. Le besoin pour des structures plus durables est bien présent, car une multitude d'ouvrages en béton armé sont à reconstruire dû à la corrosion des barres en acier en Amérique du Nord.

Lors de ce projet de recherche, les essais seront effectués avec des barres en polymères renforcées de fibres de verre (PRFV). Ce type de barres offre le meilleur rapport performance/coût par rapport aux autres types de barres en PRF pour le renforcement interne de la grande majorité des nouvelles structures en béton armé. Comme montré dans le tableau 1, les barres en fibres de verres sont très résistantes en traction par

rapport à l'acier. Les autres types de barres étant moins intéressante économiquement pour du renforcement interne dans le béton où de grandes quantités de barres sont nécessaire, seules les barres en PRFV seront décrites pour la suite de ce document. Le tableau 1 sert à titre de comparaison et afin de situer le produit par rapport aux autres alternatives possibles.

Tableau 1 - Propriétés des différentes barres en PRF

Type de barre	E (GPa)	Résistance en traction (MPa)	Déformation à l'ultime ϵ_{cu} (%)
Acier	200	420	5-18
Fibre de verre	40-70	600-1800	1,4-2,6
Fibre de carbone	100-220	1200-2250	1,2-1,7
Fibre d'aramide	40-125	1700-2500	1,9-4,6

Les fibres à elles seules sont plus résistantes et plus rigides que les valeurs indiquées au tableau 1, cependant, sans la matrice polymère, les fibres ne peuvent pas se tenir ensemble et n'offre pas une option viable pour les intégrer dans le béton en remplacement aux barres d'armatures conventionnelles en acier. La différence fondamentale ayant un effet sur le comportement des structures entre les barres en acier et en PRFV est l'existence du plateau ductile pour l'acier. En effet, une barre en acier se déforme de façon linéaire jusqu'à environ 0,2% de déformation et par la suite, se déforme de façon plastique (déformation permanente) tout en résistant à la même charge. La barre en PRFV, quant à elle, se déforme de façon élastique jusqu'à la rupture. Cela affecte le comportement des éléments en béton armé qui en sont renforcés et peut modifier le type de rupture.

La figure 1 présente le comportement en traction, sous forme fortement idéalisées, de barres en acier et en PRFV. Seule une barre en PRFV est représentée, mais les barres faites de fibres de carbone ou d'aramide se comportent de la même manière. Ainsi, sur la figure 1, il est possible de voir que l'acier possède une grande ductilité, soit une capacité à se déformer tout en conservant sa capacité à retenir les mêmes charges. D'un autre côté, la courbe représentant une barre en PRFV permet d'observer qu'il y aura une rupture dès que la résistance ultime de celle-ci sera atteinte. Cependant, les barres en PRFV sont intéressantes, car elles ont une résistance de deux à trois fois supérieure aux barres en acier conventionnel. De plus, les barres en polymère renforcé de fibres de verre sont beaucoup plus légères pour une même section que leur contrepartie en acier. Le manque de ductilité des barres en fibres de verre est partiellement contrebalancé par leur grande capacité à se déformer élastiquement avant la rupture. Ainsi, lorsqu'incluses dans un élément de structure comme un poutre, elle permettre à l'élément de fléchir suffisamment avertissant ses usagers qu'une rupture est probable.

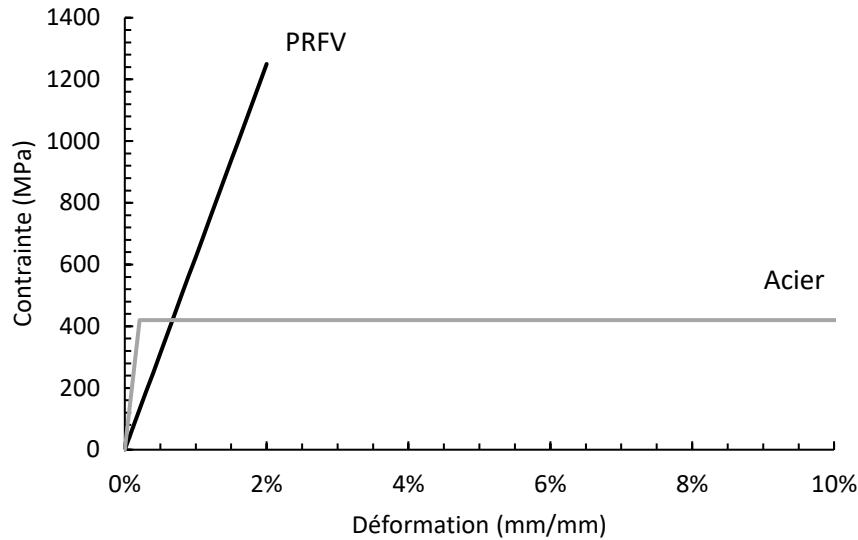


Figure 1 - Courbes contrainte-déformation idéalisées d'une barre en acier et en PRFV

Finalement, un autre point important dans la comparaison des barres en PRFV et des barres en acier réside dans le module de Young. En effet, celui des barres en acier est de trois à cinq fois supérieur (voir figure 1) à celui des barres en PRFV. Ainsi, pour une même charge se situant dans le domaine élastique des deux matériaux, l'allongement d'une barre en PRFV sera plus important. Cette propriété affectera notamment la résistance du béton en compression qui est dépendante de la déformation transversale qui sera accentuée par des barres ayant une faible rigidité axiale.

2.2 LES POUTRES PROFONDES EN BÉTON ARMÉ

2.2.1 Définition et comportement

Tout d'abord, une poutre profonde est généralement définie comme une poutre ayant un ratio de portée en cisaillement sur sa hauteur (a/h) inférieur à 2 [12]–[14]. Le ratio provient du fait que sur une distance égale à la hauteur de la poutre de chaque côté de l'endroit d'application d'une charge ponctuelle, une zone de discontinuité (D) (voir figure 2) est considérée. Une zone de discontinuité est une zone dans laquelle les déformations ne sont pas linéaires dans la section. Ainsi, pour ces zones D, une méthode de calcul ne se basant pas sur la théorie des poutres doit être employée. La figure 2 présente les différentes dimensions utilisées pour définir une poutre profonde.

Le ratio de portée en cisaillement (a) sur la distance du centre de gravité des barres en tension à la surface en compression du béton (d) est généralement utilisé et est très similaire au ratio de la portée en cisaillement (a) sur la hauteur (h). Dans le cas où un

ratio a/d est utilisé, une poutre profonde est généralement définie par un ratio en deçà de 2,5.

Ce dernier type de poutre diffère du comportement des poutres régulières ayant une grande portée par rapport à leur hauteur. En effet, une poutre ayant une grande hauteur par rapport à sa portée aura plutôt tendance à développer un mécanisme de résistance en cisaillement incluant un l'effet d'arche [10], [14]. L'effet d'arche est le phénomène par lequel les charges cheminent directement du point d'application des charges aux appuis suivant la trajectoire d'une arche. Ce dernier mécanisme de résistance n'est possible que lorsque la poutre possède un faible ratio a/d . Plus le ratio est bas, plus l'effet d'arche sera important et plus la résistance de la poutre sera élevée pour un même taux de renforcement et une même section, car plus de charge se transfère directement aux appuis.

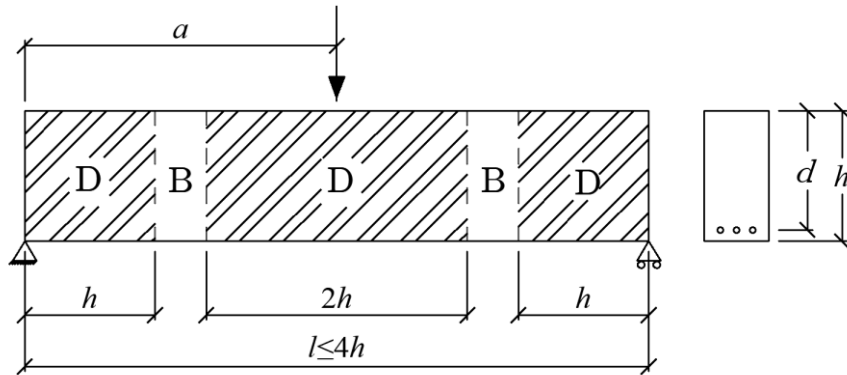


Figure 2 - Définition d'une poutre profonde (adaptée de Schlaich et al. [13])

Plusieurs types de rupture peuvent se produire lors d'un essai de flexion en trois ou quatre points. Tout d'abord, le béton peut se rompre par compression dû à l'épuisement de sa résistance. Cette rupture peut se produire dans la zone en compression entre les plaques de chargement ou bien dans un plan diagonal suivant l'axe entre les plaques d'appuis et les plaques de chargement. La figure 5 présente une idéalisation par bielle et tirant qui permet de visualiser les ruptures possibles. Ainsi, le béton peut se rompre en compression dans les bielles illustrées à la figure 5 et la résistance de l'armature peut être épuisée dans les tirants. Une rupture en compression d'une bielle est accompagnée par une détérioration majeure du béton sur plus d'un plan en parallèle, c'est-à-dire qu'il est possible de voir que le béton a éclaté et non pas seulement glisser sur un plan.

Si le ratio a/d est plutôt élevé, il est possible qu'une bielle de béton se rompe en cisaillement sur un seul plan. Si la résistance des barres en acier constituant le tirant dans le bas de la poutre (voir figure 5) est épuisée, de grande déformation suivront et la rupture suivra.

La résistance effective du béton dans une bielle dépend de plusieurs facteurs et peut être exprimée selon l'équation (2.1).

$$f_{ce} = \nu f'_c \quad (2.1)$$

Où le facteur de réduction ν varie entre 0 et 1 et est affecté par plusieurs facteurs. Les facteurs les plus importants recensés par MacGregor [15] sont présentés ci-dessous.

Résistance à la compression du béton – Le béton haute performance est plus fragile que le béton à résistance normale. La fragilité du béton diminue la résistance effective de la bielle. Ainsi, plus la valeur de f'_c augmente, plus le coefficient ν diminue.

Allongement transversale à la bielle – La déformation en tension transversale à une bielle réduit la résistance de celle-ci [16]. Dans le cas d'une poutre profonde, les barres d'armature d'un tirant réduisent la résistance des bielles au fur et à mesure que la déformation de ces barres augmente. Parmi les normes nord-américaines, plusieurs ont adoptées des modèles considérant cet effet, notamment la CSA A23.3-14 [4], la CSA S806-12 [10] et l'AASHTO [17].

Durée du chargement – Plus la durée du chargement est longue, plus la résistance effective du béton sera réduite. Les normes nord-américaines prennent en compte ce facteur dans le calcul des poutres profondes par l'introduction d'un facteur de réduction de la résistance des bielles de 0.85 [4], [10], [14], [17].

2.2.2 Poutres profondes avec ouvertures

Des ouvertures peuvent être prévues dans les poutres profondes afin de faciliter le passage de conduites ou de tuyaux ou bien pour créer un accès. L'ajout d'ouvertures dans l'âme d'une poutre profonde peut grandement affecter le comportement et la résistance de celle-ci. En effet, si l'ouverture entrecoupe le chemin de charge initial de la poutre profonde, une baisse significative de résistance sera à prévoir, car les efforts devront contourner l'ouverture. En contournant l'ouverture, des efforts de tension sont créés en plus du fait que l'ouverture a réduit l'aire de béton résistante de la section. Préférentiellement, les ouvertures doivent être installées hors des chemins de charges, tel dans le bas de la poutre au centre (sans couper de barres longitudinales). Le principe est de demeurer hors des bielles de béton (voir figure 5).

Afin d'étudier l'effet de l'ajout d'ouvertures, les chercheurs ont préférés placer les ouvertures de façon à entrecouper le chemin de charge afin de quantifier et qualifié les changements. Plusieurs chercheurs ont étudiés la configuration des ouvertures dans les poutres profondes et les effets de la disposition et de la quantité de renforcement placé autour des ouvertures [6], [7], [9], [18]. Aucune étude n'a à ce jour été effectué sur des poutres profondes avec ouvertures en béton armé renforcé de barres en PRF.

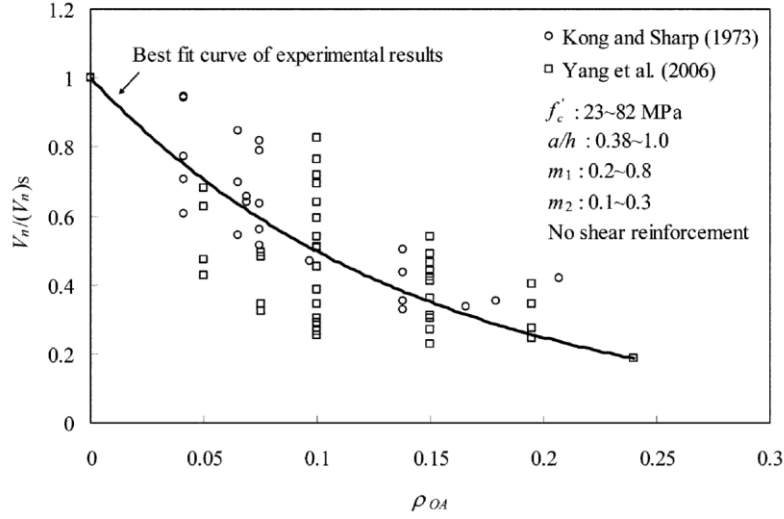


Figure 3 - Résistance en cisaillement relative sur le ratio de l'aire des ouvertures [18]

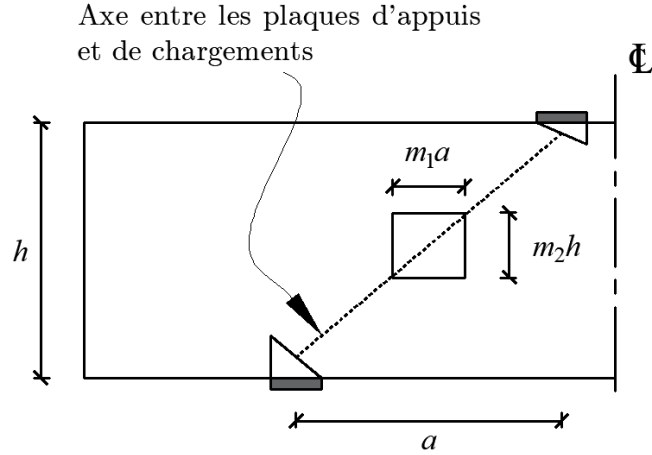


Figure 4 - Positionnement des ouvertures (adapté de Yang et al. [7])

Afin d'évaluer la perte de résistance dû à la présence d'une ouverture, la courbe de la figure 3 peut être utilisée. Cette figure, provenant de l'article de Yang et al. [18], regroupe les résultats de plusieurs essais afin de déterminer la relation entre la géométrie d'une ouverture placée directement dans le chemin de charge et la résistance du spécimen en question. L'axe des ordonnées est la résistance relative en cisaillement, soit la résistance de l'échantillon avec ouvertures divisée par la résistance de l'échantillon sans ouvertures. Le ratio représentant les dimensions des ouvertures ρ_{OA} , l'axe des abscisses de la figure 3, se calcule en fonction des dimensions des ouvertures. La courbe de la figure 3 n'est valide que pour des ouvertures centrées entre les plaques d'appuis et de chargement tel que montré à la figure 4. Le ratio de l'aire des ouvertures se calcule selon l'équation (2.2).

$$\rho_{OA} = m_1 m_2 \quad (2.2)$$

Où m_1 et m_2 sont défini sur la figure 4.

La courbe est basée sur des échantillons sans renforcement minimal dans l'âme de la poutre. Ainsi, la courbe ne peut être utilisée que pour des cas assez précis, mais est utile afin d'estimer rapidement la perte de résistance dû à l'ajout d'ouvertures.

2.2.3 Utilisation des barres en PRFV

Remplacer les barres en acier par des barres en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) peut avoir certains impacts sur la résistance de la poutre profonde. Tout d'abord, les barres en PRFV possèdent une grande résistance ultime ce qui pourrait avoir comme effet d'augmenter la résistance de la poutre lorsque la rupture est due à l'épuisement de la résistance des barres en traction. Cependant, ces dernières barres d'armature possèdent un module élastique nettement inférieur par rapport aux barres en acier (voir la section « Les matériaux composites »), ce qui pourrait avoir comme effet de permettre de plus grandes fissures en service et à l'ultime. Ce type de barre étant moins rigide pourraient aussi diminuer l'efficacité du béton à reprendre les charges de compression due aux déformations transversales plus élevé [4], [10], [19]. En effet, plus la déformation dans un tirant ancrant une bielle est élevée, moins le béton peut soutenir de charges. L'effet de la déformation des barres a aussi été étudié pour la résistance en cisaillement, Collins et al. [19] mentionnent que plus les efforts dans les barres longitudinales sont élevés et/ou plus l'espacement des fissures est grand, plus la largeur des fissures sera importante et ainsi, moins la résistance en cisaillement sera élevée. Cela est dû au fait que les efforts de cisaillement se transmettent dans le béton, en partie, par l'engrenure des granulats. Dans les poutres profondes avec ouvertures, le plan de rupture est généralement constitué d'une grande fissure diagonale. Les charges sont reprises par l'effet d'arche, par les barres d'armatures et par l'engrenure des granulats. De ce fait, il est possible que la faible rigidité axiale des barres en PRFV diminue la résistance par rapport à un échantillons de référence renforcé de barres en acier.

Le comportement d'une barre en PRFV en traction est purement élastique jusqu'à la rupture avec un module constant. Dans le cas des barres en acier, elle se déforment élastiquement puis plastiquement. Comme les barres en acier se plastifient autour des ouvertures avant la rupture [6], [7], les barres purement élastique pourraient avoir un impact important sur la résistance d'une poutre profonde avec ouvertures et sur son comportement. Il n'est donc pas directement possible de prédire l'ampleur des effets engendrés par le remplacement des barres en acier par des barres en PRFV sur la résistance d'une poutre possédant un chemin de charge complexe tel des poutres profondes avec ouvertures. Des essais en laboratoire serait donc nécessaire afin de déterminer/quantifier l'effet du remplacement des barres en acier.

2.2.4 Armature minimale

Selon la norme américaine ACI 318-14 [14] et les normes canadiennes CSA A23.4-14 [4] et S806-12 [11], un patron d'armature minimal doit être prévu pour les éléments dimensionnés selon un modèle bielle-tirant. Généralement, dans la pratique, ces armatures ne sont pas incluses dans le calcul de la capacité ultime d'un élément si l'on suit les recommandations des normes canadiennes. D'un autre côté, la norme ACI 318 [14] prévoit une augmentation de la résistance d'une bielle de 25% si un patron d'armature minimal défini par le code est fourni.

Ces armatures sont installées afin de réduire la fissuration et de permettre la redistribution des efforts dans les différentes bielles et les tirants. L'augmentation de résistance occasionnée par la présence d'armature distribuée verticalement et horizontalement n'est pas significative selon une étude récente de Mohamed et al. [9] portant sur l'effet de l'armature minimale sur la résistance des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRFV. Selon cette étude, les armatures horizontales n'augmentent pas la capacité ultime d'une poutre profonde renforcée de barres en PRFV et l'armature verticale l'augmente de près de 18%. Ces dernières valeurs ne sont pas soutenues par un nombre élevé d'échantillons, mais il est possible de croire que la tendance devrait se maintenir pour des échantillons de taille et dimensions comparables. Les essais de Mohamed et al. [9] comprennent des échantillons ayant différentes portées en cisaillement. Les valeurs d'augmentation et de réduction de la résistance ont donc été pris pour des poutre possédant un rapport a/d identique à celui des échantillons qui seront mis à l'essai dans la présente étude.

Par contre, en ce qui a trait au calcul de la résistance d'éléments conçus à l'aide d'un modèle bielle-tirant, l'article de Brena et Morrison [20] mentionne qu'en incluant les armatures de contrôle de la fissuration dans le modèle afin d'augmenter la résistance des tirants qui contrôle le dimensionnement, le calcul se rapproche d'avantage de la résistance réelle de l'élément. Afin d'inclure l'armature de fissuration dans les calculs, il est possible de retravailler la disposition des bielles et des tirants dans le modèle et de recalculer la résistance. Les essais de Brena et Morrison [20] ont été effectué sur des poutre profondes ayant de grandes ouvertures.

De ce fait, il semble pertinent d'inclure la contribution théorique des armatures de contrôle de la fissuration dans le calcul. Par contre, leur contribution réelle semble tout de même faible dans le cas de poutre profonde ayant des ratios de portée en cisaillement sur hauteur effective (a/d) compris entre 0,83 et 1,47 [9].

2.3 LA MÉTHODE BIELLE-TIRANT

2.3.1 Définition et usage

La modélisation par bielles et tirants est une technique répandue en ingénierie permettant de calculer les régions de discontinuité dans un élément de structure. Cette méthode a été présentée comme alternative à une conception basée sur des essais expérimentaux, c'est-à-dire que les patrons de renforcement en armature étaient déterminés selon les expériences du passé et non pas par calcul. Cette méthode permet de détailler le chemin de charge des zones d'une structure ayant des discontinuités et de dimensionner ces éléments. Ainsi, un modèle bielle-tirant permet, à partir du chemin des charges dans un élément, de dimensionner des structures complexes ne suivant pas la théorie des poutres.

La méthode consiste à diviser en bielles de béton qui agissent en compression et en tirants agissant en tension l'élément à concevoir. L'armature est placée afin d'obtenir la résistance nécessaire en tension d'un tirant et de limiter la fissuration du béton. Le point de rencontre des bielles et des tirants est appelé un nœud. Il s'agit en fait de représenter le problème sous forme d'un treillis permettant d'acheminer les charges aux appuis. La figure 5 présente les composantes d'un modèle typique de bielles et de tirants pour une poutre profonde chargée en deux points.

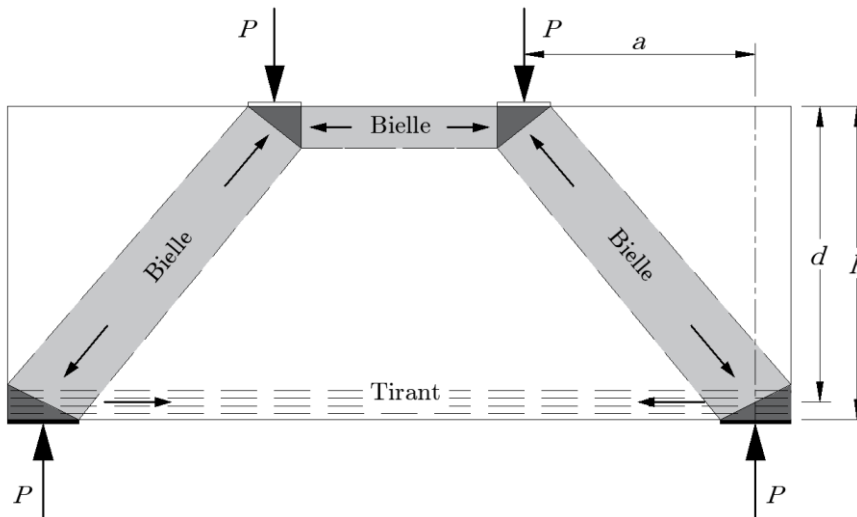


Figure 5 - Exemple de treillis selon la méthode bielle-tirant

Cette méthode est basée sur le théorème statique ou théorème de la borne inférieure, ce qui implique que les forces extérieures doivent équilibrer les réactions et que les efforts internes doivent en tout point être inférieurs ou égaux à la résistance ultime des matériaux [12]. En suivant ce théorème, on s'assure d'obtenir une résistance inférieure à la résistance réelle de la poutre en demeurant conservateur. De plus, il est considéré

qu'il y a présence de déformations suffisantes afin de permettre la redistribution des efforts permettant ainsi que l'idéalisation sous forme de bielles et de tirants soit valable. Cette capacité de déformation est normalement fournie par la ductilité des barres en acier. Les barres d'armature en PRFV n'ont pas la capacité de se déformer plastiquement, ce qui pourrait limiter leur capacité à redistribuer les efforts et pourrait rendre l'estimation non-sécuritaire. De ce fait, il est nécessaire de vérifier la distribution des efforts dans les poutres renforcées de barres en PRFV afin de vérifier que la méthode demeure sécuritaire.

La suite de cette section se veut une brève description des différentes composantes lors de l'application de la méthode. Les régions B (B pour « beam » ou Bernoulli) sont définies comme les endroits où l'hypothèse que les sections planes avant déformations demeurent planes après déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli) est applicable. Le dimensionnement des poutres dans ces régions peut être fait avec un grand degré de précision en considérant une répartition des déformations linéaire dans la section. Les contraintes internes peuvent facilement être trouvées selon les charges externes appliquées (torsion, moment ou cisaillement) [13]. Par contre, dans plusieurs cas, l'hypothèse de Navier-Bernoulli n'est pas applicable et la distribution des efforts n'est pas aussi simple à définir dû à la non-linéarité des déformations dans la section. Il est possible d'observer ce comportement près de l'application d'une charge concentrée, près d'un appui, autour d'une ouverture ou bien autour de toute région où il y a une discontinuité géométrique ou de chargement. Les zones ainsi concernées par une répartition non-linéaire des déformations sont nommées les régions D (D pour discontinue). La figure 6 présente un exemple de distribution non linéaire des contraintes dans une section en béton armé. Dans le cas d'une poutre sur appuis simple chargée en son centre, elle est définie comme une poutre profonde si sa portée est inférieure à quatre fois sa hauteur. La provenance de cette définition vient du fait qu'il a été montré que sur la distance de une fois la hauteur de la poutre de part et d'autre du point d'application d'une charge ponctuelle, les déformations ne sont pas distribuées selon un profil linéaire dans la section.

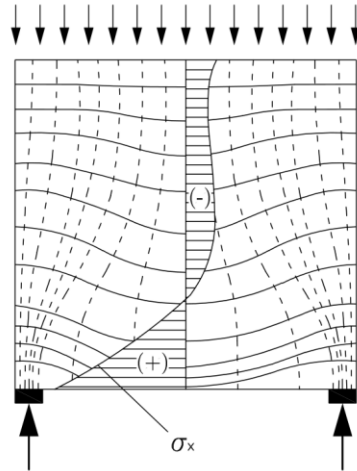


Figure 6 - Distribution des déformations dans le béton dans une région D

En ce qui a trait à la délimitation des régions B et D, un seul critère, étant le rapport de portée sur hauteur, n'est pas suffisant. En effet, afin de déterminer le comportement de certaines régions, il est nécessaire de prendre en compte le type de chargement ainsi que les conditions aux appuis. De ce fait, la même poutre, où une charge uniforme est appliquée, n'aura pas les mêmes limites de région de discontinuité que si une charge concentrée y est appliquée.

Idéalisation en bielles et tirants - Comme mentionné précédemment, la méthode des bielles et tirants est utilisée afin de modéliser les éléments ou parties d'élément dans lesquels les théories de poutre ne sont pas applicables. Afin de d'analyser le problème, l'élément est divisé en treillis composé de bielles, de tirants et de nœuds. La présente section décrit chacun de ses éléments.

Les bielles - Les bielles sont les membrures qui reprennent les efforts de compression et sont généralement constituées de béton. Trois types de bielles peuvent être utilisées afin de reprendre les efforts: les bielles en éventail, prismatiques ou en forme de bouteille. Les bielles en éventail sont généralement utilisées afin de reprendre les charges réparties. Le type de bielles choisie pour l'analyse influencera le facteur d'efficacité de la bielle. Les facteurs imposés par les normes actuelles seront présentés ultérieurement.

Les tirants - Il s'agit des parties rectilignes en tension constitués de barres d'armature. Les barres peuvent être constitué d'acier ou de PRF [4], [10]. Dans le domaine de la recherche, il est possible de considérer la résistance du béton en traction ou l'effet du béton sur la résistance d'un tirant afin de décrire le plus fidèlement possible le comportement d'un élément. En revanche, dans tous les cas, les efforts ne doivent pas dépasser la limite élastique des matériaux.

Les nœuds - Les nœuds sont le point de rencontre des bielles, des tirants, des forces de réactions aux appuis et des forces de chargement. Les nœuds sont constitués de béton

et la résistance de ceux-ci doit être pondérée à la baisse selon un facteur d'efficacité du nœud dépendant principalement du type de nœud dont il s'agit.

2.3.2 Application

La première étape consiste à déterminer la géométrie du treillis à l'aide d'une analyse élastique de l'élément sous chargement. Cependant, dans la plupart des cas, plusieurs façons d'acheminer les charges aux appuis sont envisageable et ainsi plusieurs géométries de treillis peuvent être valable pour un même élément. Le modèle du treillis choisi devra donc permettre de représenter le comportement réel de la structure le plus possible [13].

Cette façon de faire a pour grand avantage de permettre d'utiliser le modèle pour des analyse en service et à l'ultime [21], car le treillis est basé sur une analyse élastique. Les étapes afin de dimensionner une pièce en béton armé à l'aide de cette méthode sont énumérées ci-dessous:

1. Idéaliser l'élément de structure sous forme d'un modèle bielle-tirant selon la distribution des efforts dans la phase élastique. Les nœuds sont positionnés selon l'expérience du concepteur, un processus itératif sera à effectuer afin de trouver la position réelle des nœuds découlant du nombre de barres installées et leur positionnement et de la largeur des bielles;
2. Calculer les efforts dans les bielles et dans les tirants afin de satisfaire un équilibre statique;
3. Dimensionner les bielles et les tirants afin qu'ils puissent reprendre les efforts. Vérifier les contraintes sur les faces des nœuds;
4. Ajuster les dimensions du treillis provenant du dimensionnement des différents éléments et recommencer à l'étape 2.

Il est a noté qu'aucun étrier n'est nécessaire pour la reprise des charges, mais une armature de peau doit être installée afin de limiter la fissuration du béton et permettre la redistribution des efforts.

Il a été montré que la modélisation par bielles et tirants est valide pour des poutres profondes, avec ouvertures, en béton armé lorsque renforcées avec des barres en acier. En effet, comme mentionné précédemment, les barres en acier se déforment plastiquement, ce qui permet de grands déplacements avant la rupture et une surcapacité due à la redistribution des efforts. Cette capacité de distribution des efforts a même été observée dans des poutres profondes indéterminées [22]. En revanche, lorsque l'armature est faite de PRF, les barres ne peuvent pas se déformées plastiquement ce qui peut limiter la capacité de redistribution des efforts dans une poutre profonde. En ce qui a trait à une poutre profondes sans ouvertures, il a été

démontré que la formation d'un mécanisme de résistance selon le modèle choisi était possible et ainsi, que la méthode bielle-tirant était une façon efficace de déterminer la résistance d'une telle poutre [5].

2.3.3 Normes canadiennes et américaines

La norme CSA A23.3 [4] et la norme ACI 318 [14], encadrent la conception des structures de bâtiment en béton armé renforcé de barres en acier au Canada et aux États-Unis; respectivement. La conception des structures en béton armé renforcé de barres en PRF est encadré au Canada par la norme CSA S806 [10] et aux États-Unis, par l'ACI 440 [11]. Les clauses reliées à l'ACI 440 [12] ne seront pas présentées, car aucune méthode bielle-tirant n'est proposée dans la plus récente version (2015).

Les norme CSA S806, CSA A23.3 et l'ACI 318 recommandent de concevoir les poutres profondes (poutres cloisons) à l'aide de la méthode bielle-tirant. Dans le cas d'une structure renforcée avec des barres en acier, la méthode a été validée pour différent type de structures. Du côté des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRF, il a été montré qu'il y a présence de déformations suffisantes pour permettre la formation de bielles et d'un tirant et ainsi, une estimation précise peut être effectuée à l'aide de la méthode bielle-tirant [5]. Cependant, l'étude de Mohamed et al. [5] met en évidence le fait que les équations de la norme CSA S806-12 sous-estime la résistance des poutres profondes pleines en béton armé renforcé de barres en polymères renforcés de fibres de verre. Ainsi, l'auteur a proposé une modification au code de l'ACI qui permet d'obtenir des résultats plus précis que la norme CSA S806 pour les échantillons sur lesquels la méthode a été calibrée. Cette méthode de calcul sera présentée, car elle procure un bon niveau de précision tout en demeurant conservatrice.

La CSA S806 est basée sur un nombre faible d'essais sur des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRF et aucun essai, à ce jour, n'a été effectué sur ce type de poutre comportant des ouvertures. Ainsi, aucune procédure de calculs n'a été validé ni proposée pour des poutres profondes avec ouvertures en béton armé renforcé de barres en PRF. Les directives pour ce genre d'éléments sont absente des normes canadiennes et américaines.

La suite de cette section présente les clauses reliées à la méthode bielle-tirant des trois normes abordées. Pour les deux normes canadiennes, soit la CSA S806 et la CSA A23.3, elles seront décrites dans la même section étant donné que les clauses sont pratiquement identiques.

CSA A23.3 et CSA S806 – Les clauses de ces deux normes sont présentées ci-dessous. Les deux normes sont basées sur le fait que le béton perd de sa résistance en compression en fonction de la déformation transversale. Les principales vérifications ainsi que les facteurs de réduction de résistance associés sont présentées dans la présente section.

Les bielles - L'effort de compression dans les bielles ne doit pas excéder la valeur donnée par l'équation (2.3).

$$f_c \leq \phi_c f_{cu} A_{cs} \quad (2.3)$$

Où, ϕ_c est le coefficient de résistance du béton, A_{cs} est déterminé selon la figure 7 et f_{cu} est déterminé selon l'équation (2.4).

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq 0.85f'_c \quad (2.4)$$

Où $\epsilon_1 = \epsilon_f + (\epsilon_f + 0.002) \cot^2 \theta_s$, θ_s est le plus petit angle entre la bielle et le tirant, ϵ_f est la déformation dans l'armature la plus près de la face en tension de la poutre et incliné à un angle θ_s par rapport à la bielle.

Les nœuds – Les nœuds peuvent être soumis à des efforts de traction et/ou de compression. Les quatre différentes combinaisons définies dans les normes sont: compression-compression-compression (CCC), compression-compression-tension (CCT), compression-tension-tension (CTT) et tension-tension-tension (TTT). La combinaison de ces types d'efforts a une influence sur la résistance du nœud. La norme CSA S806-12 et la norme CSA A23.3 proposent ainsi différents facteurs de réduction de la résistance en fonction du type de nœud. Ainsi, selon la combinaison d'effort, la contrainte de compression ne doit pas excéder les valeurs suivantes :

1. $0.85\phi_c f'_c$ pour les zones nodales délimitée par des appuis et/ou des zones de compression (CCC);
2. $0.75\phi_c f'_c$ pour les zones nodales où un tirant est présent (CCT);
3. $0.65\phi_c f'_c$ dans les zones nodales assurant l'ancrage de tirants provenant de différentes directions (CTT et TTT).

Les tirants – Lors du calcul de la résistance des tirants, une différence existe entre les deux normes. L'équation (2.5) est pour un tirant en PRF et l'équation (2.6) est pour un tirant en acier.

$$T = 0.65\phi_f A_{FT} f_{fu} \text{ pour les tirants en PRF (CSA S806-12)} \quad (2.5)$$

$$T = \phi_s A_{st} f_y \text{ pour les tirants en acier (CSA A23.3-14)} \quad (2.6)$$

Où $\phi_f = 0.75$, $\phi_s = 0.85$, A_{FT} et A_{st} sont l'aire de sections des barres du tirant, f_{fu} est la résistance ultime des barres en PRF et f_y est la résistance élastique des barres en acier.

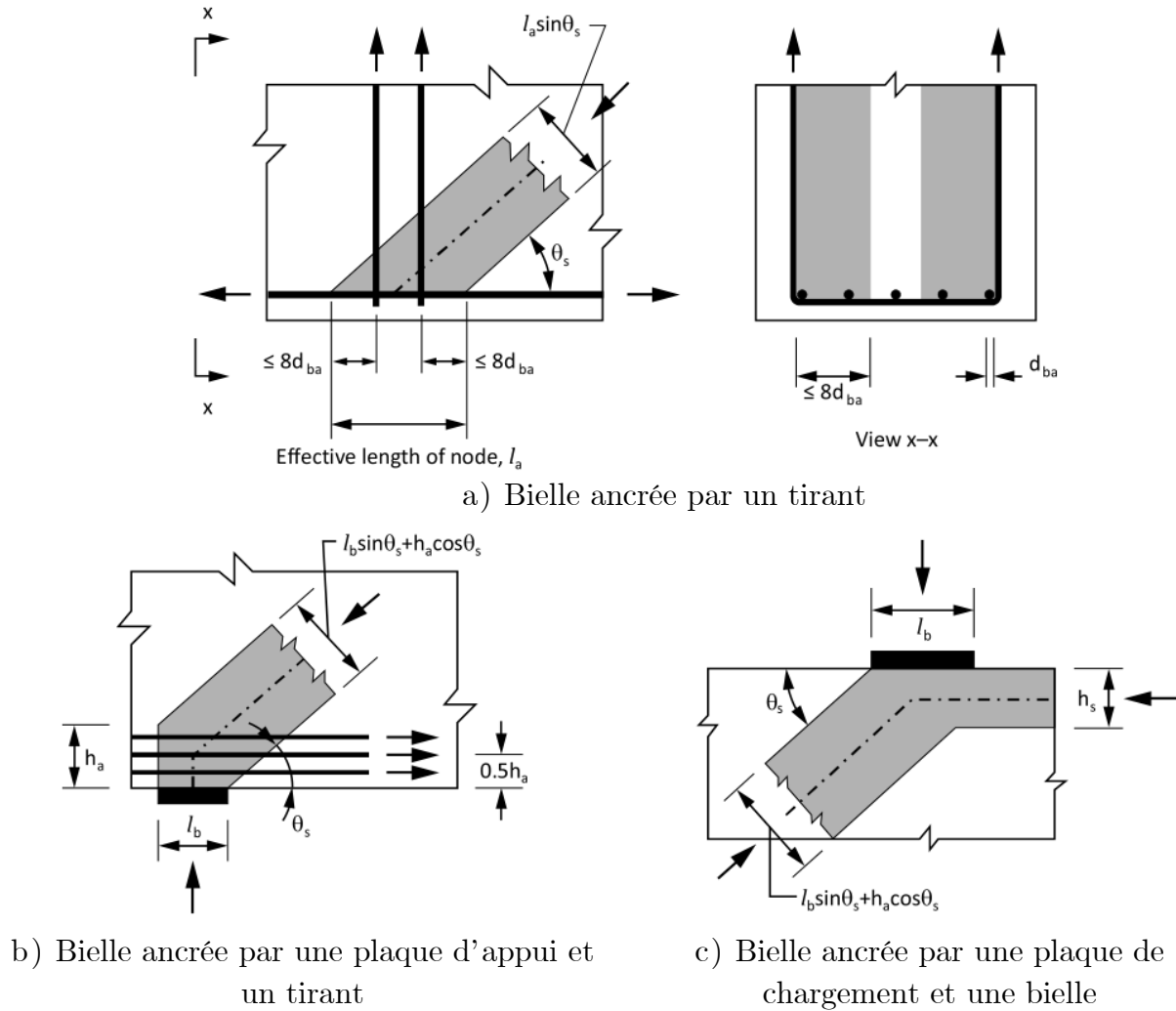


Figure 7 - Aire effective en compression (tiré de CSA A23.3 [5])

Les différences entre la CSA S806 et la CSA A23.3 – Les clauses permettant la conception de poutres profondes par bielles et tirants dans la CSA S806 sont récente et ont été basées sur celles de la norme CSA A23.3. En effet, la version de 2002 de la norme CSA S806 stipulait clairement que les analyses par bielles et tirants étaient interdites. Ainsi, les différences entre la nouvelle version de la norme CSA A23.3 (2014) et de la norme CSA S806 (2012), mis à part la résistance d'un tirant, sont principalement dues au fait que la norme pour les ouvrages en béton armé renforcé de barres en acier est plus récente. Sachant cela, certaines clauses, comme par exemple « les barres ancrant des bielles doivent être conçu comme des étriers fermés donc chaque partie courbe recouvrent une barre longitudinale » devraient aussi être ajoutées dans la CSA S806 lorsqu'elle sera mise à jour. Il ne va donc pas sans dire que les clauses des deux normes devraient être au consultées avant de concevoir un ouvrage en béton armé avec des barres en PRF.

Mis à part les différences qui seront fort probablement adoptée dans la prochaine norme CSA S806, certaines différences existent pour une certaine raison. En voici une liste non exhaustive :

Armature minimale – Le taux d’armature minimale requis lorsque l’élément est renforcé de barres en acier est de 0.002 avec un espacement maximal des barres de 300 mm. Ce taux minimum est modifié selon le type de barres pour les éléments en béton armé avec des barres en PRF. Lorsque des barres en PRFV ou en polymère renforcé de fibres d’aramide (PRFA) sont utilisés, le taux minimum est de 0.004 et il est de 0.003 lorsque des barres en carbone sont utilisées. L’espacement minimal pour les barres en PRFV et PRFA est de 200 mm et il est de 300 mm pour les barres en PRFC.

Ancrage des barres – Comme la résistance des tirants n’est pas calculé de la même manière (voir les équations (2.5) et (2.6)) pour les barres en PRF que pour les barres en acier, l’ancrage doit être suffisant pour résister à la charge pour laquelle le tirant a été conçu.

Ancrage des tirants ancrant des bielles – Selon la CSA A23.3, lorsque que des barres ancrent, à un endroit autre qu’aux appuis, des bielles de béton, les barres doivent être conçus comme des étriers fermés.

Aire efficace d’une bielle – Quelques différences se trouvent dans la figure de la norme CSA S806 par rapport à la figure 7 provenant de la norme CSA A23.3. Dans ce cas, l’auteur de ce mémoire est porté à croire que la modification sera appliquée une fois la norme CSA S806 mise à jour. La différence se trouve dans la largeur de bielle considérée lorsqu’elle est ancrée par des barres d’armatures (figure 7 (a)). La CSA S806 permet de considérer le recouvrement des barres en béton dans la largeur effective et limite à $6d_b$ la largeur par barres par barre d’ancrage tandis que les clauses de la norme CSA A23.3 négligent la contribution du recouvrement de béton et permet de considérer une largeur par barre d’ancrage jusqu’à $8d_b$ (voir figure 7).

ACI 318 – Les clauses de l’ACI 318 sont présentées ci-dessous. La principale différence avec les normes canadiennes est l’absence de considération de la déformation des tirants dans le calcul de la résistance des bielles.

Les bielles – La résistance pondérée d’une bielle n’ayant pas d’armature placée en renfort dans le sens de la bielle se trouve à l’aide de l’équation (2.7).

$$\phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{cs} \quad (2.7)$$

Où, $\phi = 0.75$ est le coefficient de résistance, A_{cs} est déterminé selon la figure 7 et f_{ce} est déterminé selon l’équation (2.8).

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c \quad (2.8)$$

Où β_s est déterminé selon les conditions géométriques et la localisation des bielles. Les valeurs de ce coefficient peuvent être déterminées selon le tableau 2.

Tableau 2 – Coefficient β_s

Géométrie et localisation de la bielle	Armature croisant la bielle	Facteur β_s
Bielle à largeur constante	N/A	1
Bielle dont la largeur peut augmenter à mi- longueur	Minimum selon l'équation (2.9)	0.75
	Sans le minimum requis par l'équation (2.9)	0.60 λ
Bielle complètement située dans un élément en tension où une zone en tension	N/A	0.40
Autres cas	N/A	0.60 λ

Note : $\lambda = 1$ pour un béton normal.

Un patron de renforcement distribué sur dans la poutre est considéré suffisant pour en considérer l'effet bénéfique sur le facteur β_s si l'équation (2.9) est respectée.

$$\sum \frac{A_{si}}{b_i s_i} \sin(\alpha_i) \geq 0.003 \quad (2.9)$$

Où A_{si} est l'aire d'acier considérée, b_i est la largeur de la membrure, s_i est l'espacement entre les barres considérées et α_i est l'angle entre les barres considérées et la bielle.

Il est aussi possible de fournir l'armature nécessaire pour l'utilisation du facteur $\beta_s = 0.75$. L'effort transversal de tension créer par l'élargissement de la bielle doit être calculé et repris par un treillis d'armature. L'effort est déterminé en considérant un élargissement de 1 unité pour 2 unités de distance parallèle à la bielle.

Les tirants – La résistance pondérée d'un tirant constitué de barres d'armatures est défini par l'équation (2.10).

$$\phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y \quad (2.10)$$

Où $\phi = 0.75$ est le facteur de pondération, A_{st} est l'aire d'acier du tirant et f_y est la limite élastique des barres en acier.

Les nœuds – De façon similaire aux normes canadiennes présentées précédemment, la résistance des nœuds dépend des conditions de chargement. La résistance d'un nœud s'évalue à l'aide de l'équation (2.11).

$$\phi F_{nn} = \phi f_{ce} A_{nz} \quad (2.11)$$

Où A_{nz} est l'aire de surface d'une zone nodale qui doit être prise comme la plus petite des valeurs entre l'aire de la surface perpendiculaire à la force exercée et l'aire de la section perpendiculaire à la résultante des forces appliquées sur la section. f_{ce} est la résistance du béton sur la face d'une zone nodale et est déterminée selon l'équation (2.12).

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (2.12)$$

Où β_s est le facteur de réduction de résistance du béton et dépend du type de chargement appliqué sur la zone nodale. Il peut prendre les valeurs suivantes :

1. $\beta_s = 1$ pour les zones nodales délimitée par des zones d'appui et de compressions (CCC)
2. $\beta_s = 0.8$ pour les zones nodales où un tirant est présent (CCT)
3. $\beta_s = 0.6$ dans les zones nodales assurant l'ancrage de tirants provenant de différentes directions (CTT et TTT).

2.3.4 Méthode proposée par Mohamed et al. [5]

À la suite d'une évaluation de la précision des clauses des normes de calcul actuelles pour les poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRF, Mohamed et al. [5] ont montré que des modifications seraient nécessaires. En effet, l'absence de clauses adaptées au PRF dans l'ACI 318 porte les évaluations de résistance à des niveaux non conservateur et les clauses de la CSA S806 sous-estime la résistance. De ce fait, les auteurs proposent une modification au facteur β_s de l'ACI 318 afin d'augmenter la précision des calculs et du même faire, rendre les conceptions plus économiques. Cette méthode proposée se veut une méthode unifiée permettant autant le calcul des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en acier qu'en PRF.

Les auteurs ont tout d'abord analysé les résultats des études précédentes sur les poutres profondes renforcée à l'aide de barres en PRFV, soit les études de Andermatt et Lubell [23] et de Farghaly et Benmokrane [24] ainsi que les échantillons mis à l'essai par les auteurs. Trois variables principales avaient un effet sur la résistance des bielles et l'effet de chaque variable a été déterminé à l'aide de courbes de régression. Ces trois variables sont la résistance en compression du béton f'_c , le rapport porté en cisaillement sur hauteur effective (a/d) et la déformation longitudinale dans le tirant principal. Puisque la déformation dans le tirant principal sera plus grande lorsque des barres en PRFV

sont utilisées, il est nécessaire d'en tenir compte dans les calculs afin d'estimer précisément la résistance d'un échantillon. En ce sens, le nouveau facteur β_s proposé par Mohamed et al. [5] permet de modifier la résistance des bielles en fonctions des principaux paramètres influents. Ce nouveau facteur β_s est calculé selon l'équation (2.13).

$$\beta_s = 0.5 \frac{1}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\left(\frac{a}{d}\right)^{0.8}} \frac{1}{\sqrt{\epsilon_1}} \quad (2.13)$$

En utilisant l'équation (2.13) pour déterminer la résistance des poutres profondes, une estimation plus proche de la résistance réelle a pu être effectuée tout en demeurant conservateur. De plus, le coefficient de variation est plus faible que les autres méthodes de calculs par bielles et tirants. Cependant, aucune structure plus complexe n'a encore été calculée à l'aide de cette méthode. Des poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRFV serait une façon intéressante de vérifier l'applicabilité de la modification de Mohamed et al. [5] pour les structures ayant des chemins de charges plus complexes.

2.3.5 Optimisation à l'aide de CAST

Comme le processus de conception à l'aide de la méthode bielle-tirant est itératif, un outil informatique est d'une grande aide. En effet, certains treillis demandent un temps significatif à résoudre et doivent être calculés plus d'une fois lorsque la position des nœuds est modifiée. Ainsi, afin de calculer rapidement les efforts dans les membrures du treillis et d'avoir la possibilité de modifier la géométrie du treillis, Kuchma et Tjhin [25] proposent leur logiciel maison CAST. Ce logiciel permet aussi de définir la résistance de plusieurs types de tirants, de bielles et de nœuds.

Le logiciel CAST (Computer Aided Strut-and-Tie) permet au concepteur de rapidement bâtir un treillis et d'en calculer les efforts. Cela peut s'avérer utile pour comparer différentes configurations. Il est possible de rapidement déterminer la géométrie exacte du treillis, car les efforts sont trouvés en l'espace d'un clic et les dimensions peuvent être déterminées à l'aide d'un chiffrier Excel, à la main ou bien directement avec le logiciel une fois les caractéristiques définies.

2.4 SYNTHÈSE DE L'ÉTAT DE L'ART

Les différents chapitres de l'état de l'art permettent d'obtenir de l'information plus exhaustive sur les matériaux composites, certaines notions sur le comportement des poutres profondes et principalement, sur la méthode bielle-tirant. La méthode bielle-tirant et la méthode de Mohamed et al. [5] ne sont pas explicitées dans l'article, mais

sont utilisées afin d'évaluer leur précision. De ce fait, une description détaillée des clauses employées pour les calculs sont présenté permettant au lecteur intéressé de bien comprendre les différences entre les différentes normes.

Concisément, le chapitre sur les matériaux composites expose les caractéristiques des barres en PRFV par rapport aux barres en acier. Les barres de PRFV ont un module de Young environ trois fois plus faible que l'acier, mais possèdent une résistance à l'ultime environ deux à trois fois plus élevée. Ces barres sont durables et permettent de construire des éléments en béton armé sans résonance magnétique.

Ensuite, le chapitre sur les poutres profondes présente la définition et le comportement des poutres profondes dont les notions sont plutôt axées sur ce qui n'est pas présenté dans l'article. Les effets du remplacement des barres en acier par des barres en PRFV dans de telles structures sont abordés. Un module élastique plus faible engendrera une réduction de la résistance du béton dû au déformation plus élevées dans les barres. Puisque les barres distribuées dans l'âme se plastifient avant la rupture de la pièce, une résistance plus élevée des barres en PRFV pourrait venir compensée la perte de résistance.

Finalement, la méthode bielle-tirant est présenté en détail avec les clauses associées dans les normes CSA A23.3 [4], CSA S806 [10] et ACI 318 [14]. La méthode de Mohamed et al. [5] est elle aussi présentée. Cette dernière permet une évaluation de la résistance plus précise pour les poutres profondes en béton armé renforcé de barres en PRFV. Les sections présentées sont complémentaires à l'article, car les détails fournis ne sont pas inclus dans l'article.

CHAPITRE 3

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR DES POUTRES PROFONDES, AVEC OUVERTURES, EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉ DE BARRES EN PRFV

Avant-propos

Auteurs et affiliation :

J. Frappier : étudiant à la maîtrise, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et de génie du bâtiment.

K. Mohamed : étudiant postdoctoral, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et de génie du bâtiment.

A. Farghaly : professionnel de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et de génie du bâtiment.

B. Benmokrane : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et de génie du bâtiment.

Date de soumission : 3 octobre 2018

État de l'acceptation : article soumis

Revue : ACI Structural Journal

Titre français : Comportement et résistance de poutres profondes, avec ouvertures, en béton armé renforcé de barres en PRFV

Contribution au document :

Cet article contribue au mémoire en présentant de façon concise les résultats obtenus lors des essais en laboratoire. Le comportement des poutres profondes renforcées de barres en PRFV et en acier est comparé en termes de comportement charge-déformation, en comparant les patrons de fissuration et le mécanisme de ruine et en analysant la déformation dans les barres autour des ouvertures et dans le bas de la poutre. L'effet de l'ajout de barres autour des ouvertures est aussi abordé. Finalement, une analyse de la précision des méthodes par bielles et tirants nord-américaines actuelles (CSA et ACI) est incluse afin de guider un ingénieur désirant utiliser des matériaux PRF pour armer des poutres profondes.

Résumé français :

Le comportement de poutres profondes, avec ouvertures, en béton armé a été étudié dans la présente étude. Les auteurs ont mis à l'essai sept poutres profondes : cinq avaient des ouvertures (trois étant renforcées de barres en polymère renforcé de fibres de verre (PRFV) et deux de barres en acier) et deux poutres pleines (une renforcée avec des barres en PRFV et l'autre avec des barres en acier). Les poutres avaient une section de 1200x300 mm et une longueur de 5000 mm. Le ratio de la portée en cisaillement sur la distance des barres tendu à la fibre comprimée du béton (a/d) était de 1,13. La dimension des ouvertures était de 304 mm en hauteur et 340 mm en largeur. Différents patrons pour le positionnement de l'armature ont été utilisés autour de l'ouverture. Les résultats ont été analysés en termes de fissuration, de mode de rupture, de comportement charge-déformation, de l'effet de l'ajout d'ouvertures et de l'efficacité des différentes configurations pour le positionnement des barres d'armature autour des ouvertures. La résistance des poutres pleines renforcées de barres en PRFV et de celles renforcées de barres en acier était similaire tandis que la résistance des poutres, avec ouvertures, renforcées de barres en PRFV était légèrement plus faible que les échantillons comparables armés de barres en acier. Les modèles bielle-tirant (*STM* en anglais) disponibles dans les normes ACI et CSA ont été utilisés pour évaluer la résistance des poutres. La précision de ces modèles a été confirmée confirmant la possibilité de les utiliser afin de déterminer la résistance d'éléments de structure comportant un réseau de bielles et de tirants complexe tel que dans les poutres profondes avec ouvertures.

Note: À la suite des corrections demandées par les membres du jury, le contenu de cet article diffère de celui qui a été accepté.

BEHAVIOR AND STRENGTH OF GFRP-REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS WITH WEB OPENINGS

Abstract

The current study investigated the behavior of reinforced-concrete deep beams with web openings. Seven deep beams were tested by the authors: five had with web openings—three were reinforced with glass-fiber-reinforced-polymer (GFRP) bars and two reference specimens were reinforced with steel bars—and two solid deep beams (one with GFRP bars and one with steel bars as reference). The beams were 1200×300 mm in cross-section and 5000 mm in span. The shear span-to-depth (a/d) ratio was 1.13. The openings in the beam webs were 304 mm high and 340 mm wide. Different GFRP and steel reinforcement configurations were provided around the web opening. The results were analyzed in terms of cracking pattern, mode of failure, load–deflection behavior, opening effect, and efficiency of the reinforcement configuration. The GFRP- and steel-reinforced solid deep beams exhibited similar resistance, while the GFRP-reinforced deep beams with openings had slightly lower capacity than the steel-reinforced ones. Strut-and-tie models (STMs) available in ACI and CSA design codes and the literature were assessed. The accuracy of each model was confirmed, revealing the applicability of the STMs for complex truss models as in deep beams with web openings.

Keywords: strut-and-tie model, concrete, deep beams, GFRP bars, steel, openings, shear strength, strain.

3.1 Introduction

Reinforced-concrete deep beams have shear span-to-depth ratios (a/d) less than 2 and are characterized by a predominant shear mechanism [4], [14]. Deep beams are used as transfer girders in bridges and buildings. In such elements, openings can be placed in girder's web to facilitate routing of essential ducts and conduit systems. Creating openings, however, significantly reduces deep-beam capacity, especially when an opening pass through the concrete strut of a solid deep beam. Loads in deep beams are transferred directly from the loading points to the supports across the concrete strut. The behavior of steel-reinforced deep beams with web openings has been well documented and different steel-reinforcement configurations investigated [18], [26], [27].

Web openings crossing the concrete strut abruptly change the main loading path, causing diagonal cracks above and below the openings due to high stress being concentrated at the openings' corners. These cracks decrease the effective concrete compressive strength in the diagonal strut due to high transverse tensile strains [16], thereby reducing deep-beam capacity. Adding reinforcement around the openings can enhance the capacity of a deep beam with openings and compensate for the capacity loss due to the openings [7]. Experimental investigations have shown that the capacity of steel-reinforced deep beams with web openings was often controlled by the yielding of steel bars around the opening [18], [27]. Therefore, the capacity assessment and reinforcement details around openings in deep beams must be considered.

Over the past two decades, a vast amount of research has demonstrated the feasibility and advantages of replacing steel bars with fiber-reinforced-polymer (FRP) bars to inhibit corrosion-related problems [10], [11]. In addition to being noncorrodible, FRP materials are also used as magnetic resonance-free reinforcement. Glass FRP (GFRP) bars are the most promising option due to their lower price compared to other FRP types, their high tensile strength, and their proven durability [11]. On the other hand, GFRP bars behave linearly until rupture, so that using them as a direct replacement of steel bars is not rational. Therefore, researchers have examined the applicability of GFRP bars as reinforcement in deep beams [8], [9], [23], [24]. Their work indicates that the general behavior of GFRP-reinforced deep beams was consistent with that of steel-reinforced deep beams in terms of failure mode, crack orientation, and measured strain in the longitudinal reinforcement.

The high longitudinal tensile strength of GFRP bars with no yielding plateau could be effective in resisting stress concentrations around web openings and increases deep-beam capacity. To the best of the authors' knowledge, no investigation of deep beam with openings completely reinforced with GFRP bars has yet been conducted.

3.2 Research significance

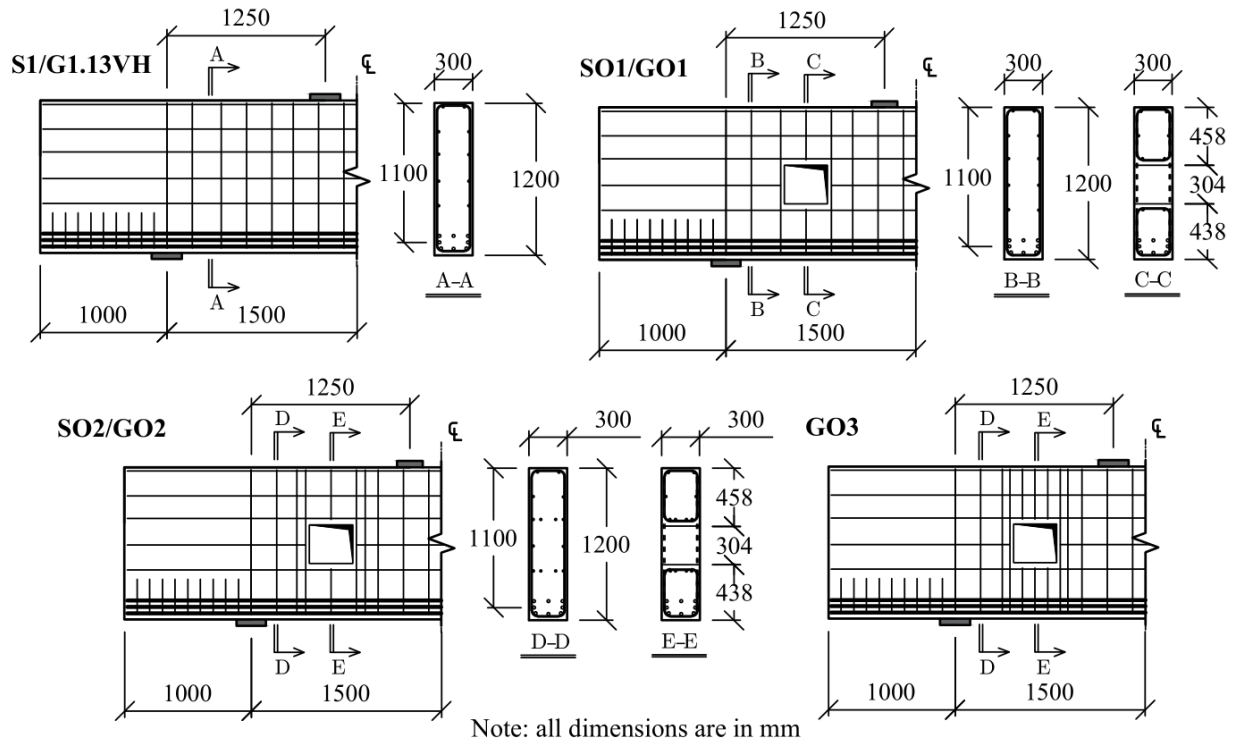
Considerable research work has investigated the behavior and strength of concrete flexural members reinforced with GFRP bars. No research, however, seems to have been done on concrete deep beams with web openings. This paper reports on seven full-scale concrete deep beams with and without web openings that were tested up to failure under a shear span-to-depth (a/d) ratio of 1.13. The study aimed at investigating the effect of web openings on the behavior of GFRP-reinforced deep beams compared to that of steel-reinforced ones. The effectiveness of using different GFRP-reinforcement configurations around the web openings was assessed. The formation of a complex truss mechanism and the applicability of the strut-and-tie model (STM) for deep beams with web openings was investigated and assessed. Moreover, the findings of this study will support the work of the North American technical committees engaged in developing standards and design provisions for GFRP-RC members.

3.3 Experimental program

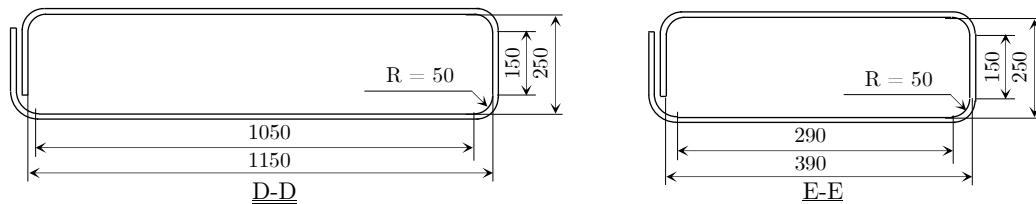
3.3.1 Specimen details

The experimental program comprised testing seven deep beams with measuring 1200×300 mm (47.2×11.8 in) in cross section with a clear span of 3000 mm (118.1 in). The shear span-to-depth (a/d) ratio was 1.13. Four deep beams reinforced with GFRP bars were tested to failure; three were reinforced with steel and served as reference samples. Different reinforcement details around the openings were used to assess effect on beam behavior. Figure 8 provides the reinforcement details and dimensions as well as the assembled GFRP-reinforcement cage. The longitudinal reinforcement extended 1000 mm (39.4 in) on each side from the center of the support to provide sufficient anchorage length. To prevent concrete splitting in the anchorage zone of the main longitudinal bars, 10M U-shaped steel stirrups were added every 100 mm (3.9 in).

The minimum amounts of vertical and horizontal web reinforcement were calculated according to CSA S806 [10], requiring GFRP-reinforced deep beams to have a minimum reinforcement ratio of 0.004 in both the vertical and horizontal directions. For the steel-reinforced deep beams, the reinforcement ratio in both directions was set to 0.0025, which satisfies the limits of 0.002 and 0.0025 in CSA A23.3 [14] and ACI 318 [14], respectively.



a) Deep-beam geometry and details of additional reinforcement



b) Dimensions of vertical reinforcement



c) Assembled GFRP cage (specimen G03)

Figure 8 – Reinforcement details of test specimens (Note: 1 mm = 0.0394 in)

The opening locations were chosen such that the center of an opening was located at the midpoint of a centerline connecting the tips of the loading and supports plates. In practice, opening dimensions are controlled by structural/functional requirements. In our study,

opening size was chosen to reduce the capacity of the deep beam by approximately 40% of the capacity of the reference solid deep beam. This estimation was performed based on the relationship between the relative shear strength (shear strength of deep beams with openings to a corresponding solid deep beam) and the opening-area ratio (ratio of the opening area to the shear-span area) proposed by Yang et al. [18]. Accordingly, the openings were 304 mm high and 340 mm wide.

Table 3 - Reinforcement details

Specimen ID	Crack Control Reinforcement				Extra Reinforcement around Opening			
	Vertical		Horizontal		Vertical		Horizontal	
	Bar size	Spacing (mm)	Bar size	Spacing (mm)	Bar size	Number of bars	Bar size	Number of bars
S1	10M	200	10M	200	N/A			
SO1	10M	200	10M	200	-	-	-	-
SO2	10M	200	10M	200	10M	2	10M	2
G1.13VH†	#4	200	#5	200	N/A			
GO1	#4	200	#5	200	-	-	-	-
GO2	#4	200	#5	200	#4	2	#4	2
GO3	#4	200	#5	200	#4	4	#4	4

† Tested by Mohamed et al. (2017a)

Note: 1 mm = 0.0394 in

One of the GFRP-reinforced concrete deep beams without openings was adopted from Mohamed et al. [9] (namely G1.13VH) and included in the current analysis to fulfill the comparison demand. So, the analytical program comprises of four GFRP-reinforced deep beams compared to three reference steel-reinforced deep beams. Table 3 provides the reinforcement details. The first letter in the beam ID refers to the reinforcement type (S for steel and G for GFRP), followed by O for beams with openings. The last number refers to the reinforcement detail shown in figure 8.

3.3.2 Material properties

Normal ready-mix concrete with a target 28-day compressive strength of 35 MPa (5.1 ksi) was used. Five concrete cylinders (100×200 mm [3.94×7.87 in]) were cast with each specimen and kept under the same environmental conditions. Table 5 gives the actual concrete compressive strengths, while table 4 provides the properties of the GFRP bars. The reinforcement in the steel-reinforced deep beams was 420 MPa (60.9 ksi) bars.

Table 4 – GFRP reinforcement bar properties (Pultrall, 2016)

Bar size	Area (mm ²)	Guaranteed Tensile Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)
#4	127	459†	50.0
#5	198	1184	62.6
#8	507	1000	66.4
† Strength at bent portion; strength at straight portion is 1019 MPa. Notes: 1 mm = 0.0394 in; 1 MPa = 145 psi.			

3.3.3 Test procedure and instrumentation

All beams were tested under two-point loading with a load-controlled rate of 20 kN/min. Figure 9 shows the test setup. Strain gauges were installed on the bars around the opening at the locations shown in figure 10a. Five additional strain gauges, labelled L1 to L5, were installed on the bottom layer of the longitudinal-reinforcement bars to measure the strain profile. L1 and L5 strain gauges were aligned with the center of the supports; other strain gauges were distributed at third points of the distance between L1 and L5, as shown in figure 10a.



Figure 9 – Test setup

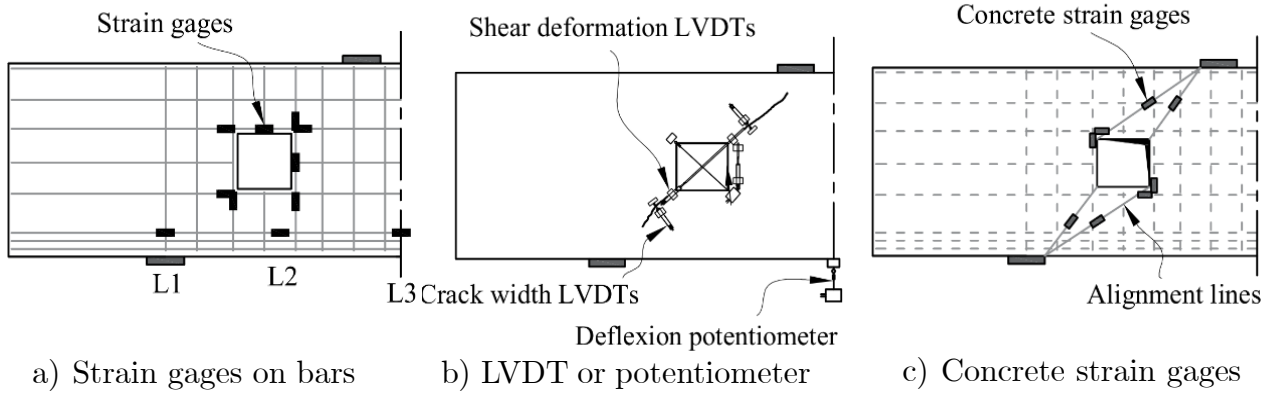


Figure 10 – Instrumentation

To monitor crack width, linear variable differential transducers (LVDTs) were installed perpendicular to the diagonal cracks developed at opening corners towards the loading points (figure 10b). All cracks were marked, and the corresponding loads were recorded during testing. The deflection was measured using a potentiometer installed at the mid-span (figure 10b). To better understand the deformation of the deep beams, LDVTs and potentiometers were installed in an X-configuration around the openings, as shown in figure 10b. Since the specimens rested on a rubber pad, a laser sensor was installed over each support to capture the relative displacement between the support plate and specimen. In addition, concrete strain gauges were installed on the concrete surface (figure 10c).

3.4 Experimental results and discussion

3.4.1 Behavior of specimens without openings

3.4.1.1 Crack propagation and failure mechanism

Figure 11 shows the crack pattern of the steel- and GFRP-reinforced deep beams without openings prior to failure. The flexural cracks appeared first in S1 and G1.13VH at approximately 25% and 18%, respectively, of the ultimate load. The only observed difference was that the flexural cracks in the GFRP-reinforced deep beams propagated further through the beam height than in the steel-reinforced ones. This can be attributed to the lower modulus of the GFRP bars.

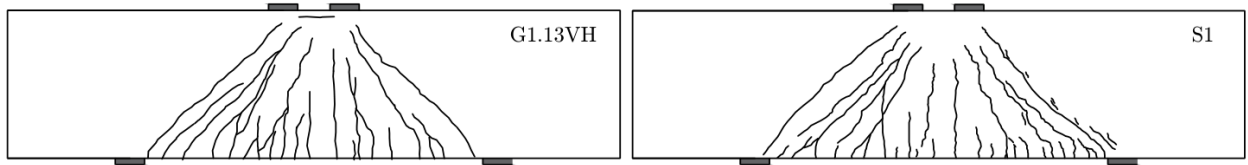


Figure 11 – Cracking pattern before failure of specimens without openings

Table 5 – Summary of experimental results

Beam ID	f'_c (MPa)	Δ_{max} (mm)	First Cracking Load		First Diagonal Cracking Load		Ultimate Load		ϵ_{exp} ($\mu\epsilon$)	ϵ_{pred} ($\mu\epsilon$)	$\epsilon_{exp} / \epsilon_{pred}$
			P_{fc} (kN)	$\frac{P_{fc}}{bd\sqrt{f'_c}}$	P_{dc} (kN)	$\frac{P_{dc}}{bd\sqrt{f'_c}}$	P_u (kN)	$\frac{P_u}{bd\sqrt{f'_c}}$			
S1	47.2	11.2	842	0.371	1393	0.614	3400	1.500	2329	2100	1.11
SO1	47.2	8.8	396	0.175	1169	0.516	1848	0.815	1356	451	3.01
SO2	44.6	9.2	418	0.190	1043	0.473	2189	0.993	1374	610	2.25
G1.13VH †	37.0	17.3	720	0.309	906	0.451	2904	1.447	5439	6072	0.90
GO1	37.4	12.7	315	0.156	1000	0.496	1328	0.658	2099	2082	1.01
GO2	37.4	11.3	340	0.168	1115	0.552	1619	0.802	2361	2269	1.04
GO3	44.6	16.2	350	0.159	1220	0.554	2067	0.938	2823	3000	0.94

1. †Tested by Mohamed et al. (2017a)

2. Note: P_u is the ultimate load; P_{fc} is the first crack load; P_{dc} is the first diagonal crack load; ϵ_{exp} is the strain in the longitudinal reinforcement calculated as the average of three readings at the middle of the reinforcement; ϵ_{pred} is the predicted strain calculated from the STM; 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kip and 1 MPa = 0.145 ksi.

As the loading proceeded, few shear cracks appeared, while the main diagonal cracks formed at approximately 41% and 31% of the ultimate load of S1 and G1.13VH; respectively. Another parallel diagonal crack was formed adjacent to the first one at 90%

and 42% of ultimate load for S1 and G1.13VH; respectively. The formation of the main diagonal crack in G1.13VH occurred at a lower load than in S1, owing to the higher strains in the GFRP bars at the same load levels due to their lower modulus. On the other hand, the higher strength of the GFRP bars resisted more loads after the formation of the main diagonal cracks and delayed the failure of G1.13VH. The diagonal cracks defined the direction of the concrete diagonal strut at which the failure of the deep beams occurred.

Deep beams can have a substantial reserve capacity after the formation of the main diagonal crack, changing the behavior from beam action to arch action. Andermatt and Lubell [23] explained that the ratio between the load at which the main diagonal shear crack is observed and the ultimate load (P_{dc}/P_u) serves as a measurement of the reserve capacity, i.e., a smaller P_{dc}/P_u ratio indicates a higher reserve capacity. S1 and G1.13VH exhibited P_{dc}/P_u ratios of 0.41 and 0.31, respectively, indicating higher reserve capacity in the case of the GFRP-reinforced deep beam. Having the main diagonal crack form at low P_{dc}/P_u ratios proves the development of the arch-action mechanism in the deep beams without openings.

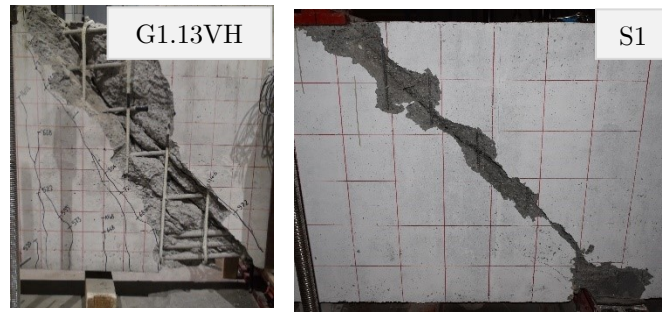


Figure 12 – Failure of specimens without openings

The failure of G1.13VH was characterized by crushing of the full length of the concrete strut (figure 12). On the other hand, the failure of S1 occurred along a single shear plan recognized as shear compression failure associated with localized concrete crushing at the nodal zones (figure 12). The failure of G1.13VH was associated with rupturing of the bent portion of the vertical stirrups, while the web reinforcement in S1 exhibited yielding prior to failure. The higher reinforcement ratio in G1.13VH according to CSA S806 [10] altered its failure to a clear strut failure and distributed the concrete crushing along the strut height.

3.4.1.2 Strains in web reinforcement

The strains in the vertical and horizontal web bars along the strut area of S1 and G1.13VH were plotted against the load, as shown in figure 13. The strains in the web bars commenced with the formation of the main diagonal crack and increased linearly with load increments, although with lower strain levels in S1 than in G1.13VH, owing to the lower modulus of the GFRP bars. The strains in the web bars in S1 increased suddenly at a load

corresponding to the formation of the second diagonal crack at 90% of the ultimate load. Afterwards, the web bars experienced a higher rate of strain until yielding. The strain increased from 2100 to 13000 $\mu\epsilon$ without a noticeable increase in the capacity of S1 up to failure.

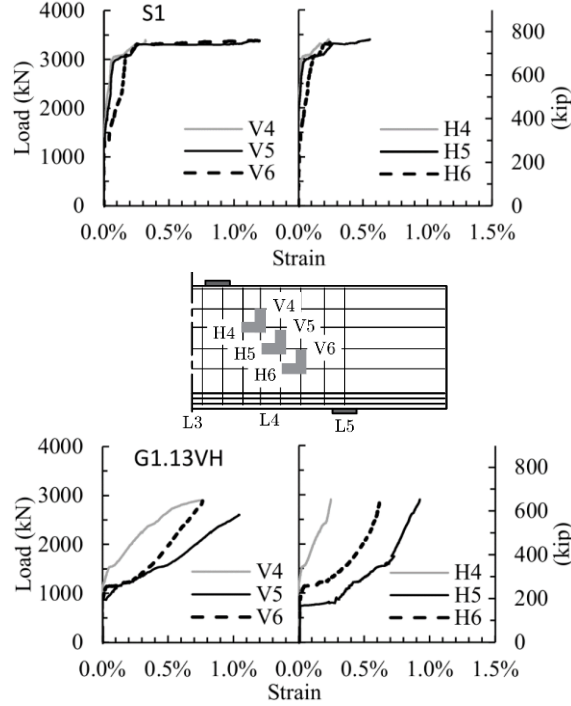


Figure 13 – Strain in web reinforcement for specimens without openings

Figure 13 also shows that, the web-reinforcement strains in G1.13VH approximately mirrored the trend in S1 of increasing in strains at a load corresponding to the formation of the main diagonal cracks. The increase in strain, however, was more gradual than in S1. This gradual increase distributed the strains along the concrete strut, which accounts for the complete crushing along the strut area, as shown in figure 12.

3.4.1.3 Load–deflection behavior

The mode of failure should be taken into consideration in order to normalize the load of deep beams with different concrete compressive strengths. Accordingly, since G1.13VH had a failure characterized by a strut crushing, the load was normalized to the linear scaling of concrete compressive strength (f'_c) [19], [28]. On the other hand, strut crushing was not evident in S1, consequently, the shear resistance of normal concrete varies according to the square root of f'_c and normalization on this value would be more practical [4], [11], [14]. Moreover, Yang et al. [7] found that the capacity of solid deep beams was proportional to $f'_c^{0.45}$ for specimens with shear span–height (a/h) ratios of unity ($a/h = 1.04$ in the current study). Therefore, considering ambiguity in the type of normalization required for appropriate comparison between the two specimens, the load–deflection

response in figure 14 was plotted by normalizing the load to the square root of f'_c to comply with the behavior of steel-reinforced deep beams and the findings of Yang et al. [7].

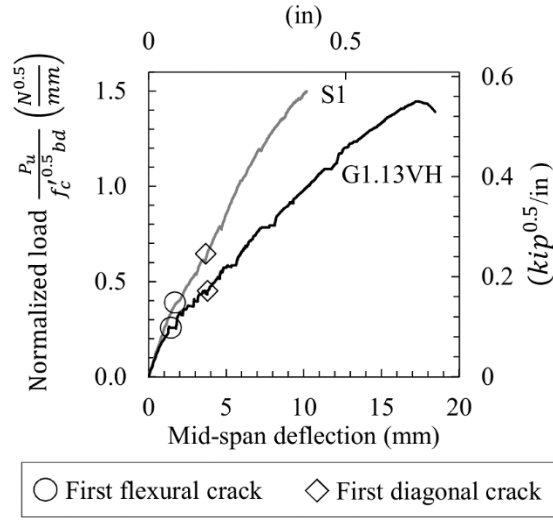


Figure 14 – Normalized load–deflection curves for specimens without openings

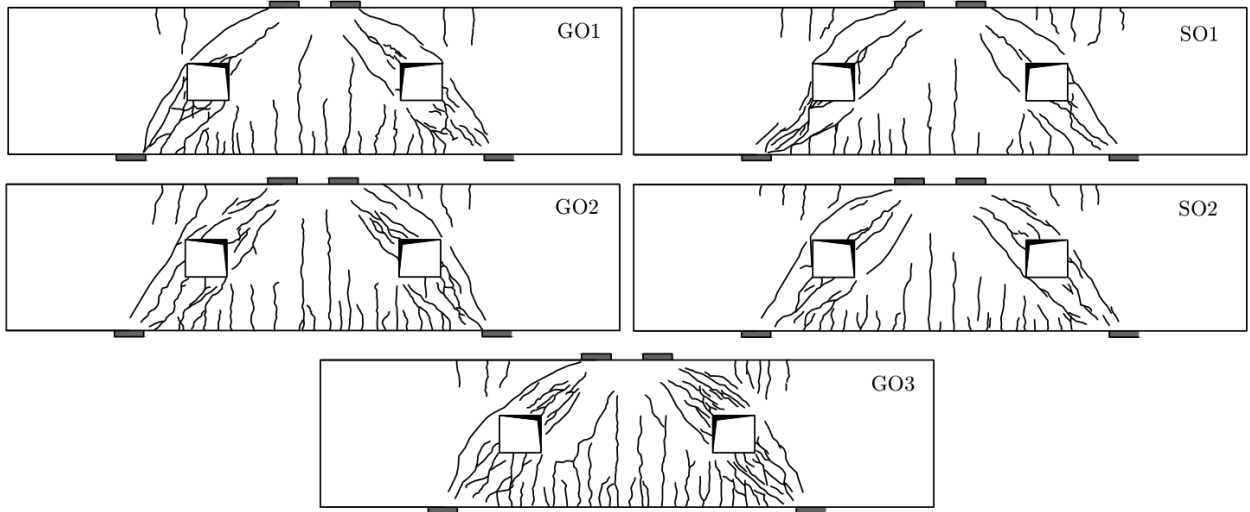


Figure 15 – Cracking pattern before failure of specimens with openings

Figure 14 shows that both specimens exhibited similar bilinear load–deflection response up to failure. The initial stiffness of both specimens was similar until the first crack occurred, reflecting the same gross inertia of the cross section. The formation of the first crack was associated with reduction in deep-beam stiffness, although G1.13VH exhibited lower stiffness than S1 due to the lower modulus of the GFRP bars. On the other hand, both specimens achieved approximately the same normalized capacity with less than 4% difference (table 5). Furthermore, G1.13VH exhibited higher deflection at ultimate load

(17,3 mm [0,68 in]) than S1 (11,2 mm [0,44 in]). So, similar behavior was observed for both deep beams.

3.4.2 Behavior of specimens with openings

3.4.2.1 Crack propagation and failure mechanism

Figure 15 shows the crack pattern of the deep beams with openings. Similar crack patterns were observed for the GFRP- and steel-reinforced specimens. Figure 16 provides a sketch of the crack propagation for the deep beams with openings. The first crack to appear formed at the opening corner through a line connecting the loading/supporting points to the web openings at 17%–24% of the ultimate load. With increasing load, these cracks propagated toward the loading/supporting points and stabilized at 40% and 60% of the ultimate load for the steel- and GFRP-reinforced specimens, respectively. Thereafter, flexural cracks appeared and propagated upwards as the load increased (crack 2 in figure 16).

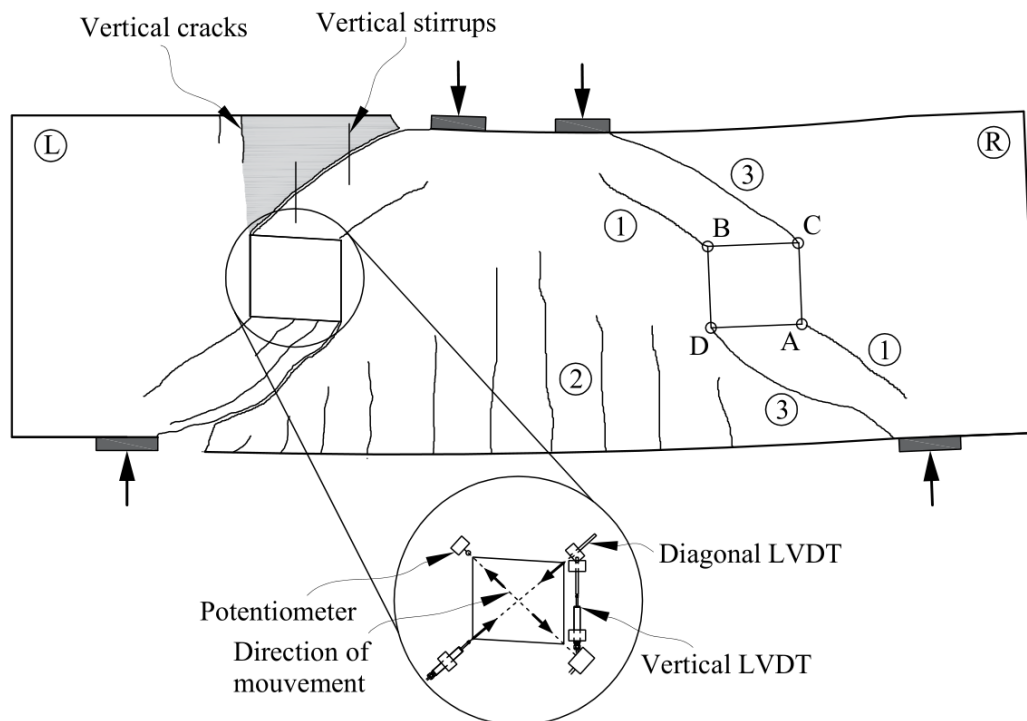


Figure 16 – Order of crack appearance and opening deformation

The main diagonal cracks initiated at the opening corners opposite the loading points (crack 3 in figure 16) and extended rapidly toward the edges of the loading/supporting plates. With further load, these cracks widened, however, with no further progression. At specimen failure, the main diagonal cracks suddenly penetrated the loading/support nodal zones, causing an abrupt drop in capacity. Therefore, the specimens with openings failed along the main diagonal cracks, a failure mode also reported by other researchers [18].



Figure 17 – Ruptured bent portion of GFRP stirrup

The failure of the GFRP-reinforced deep beams with openings initiated with the rupturing of the GFRP stirrups placed along the area around the loading/support plates, followed by crushing of the concrete along the main diagonal crack (except for GO3). The failure of the GFRP stirrups was localized at the bent portion, which is their weakest point (figure 17). For the steel-reinforced deep beams with openings, yielding of the vertical stirrups occurred at approximately 50% of the ultimate load. Nevertheless, the specimens were able to carry more load after yielding. The yielding of the vertical reinforcement, followed by widening of the main diagonal crack, resulted in failure due to concrete crushing across the main diagonal crack. Generally, the steel-reinforced deep beams exhibited relatively less brittle failure than the GFRP ones (figure 18).

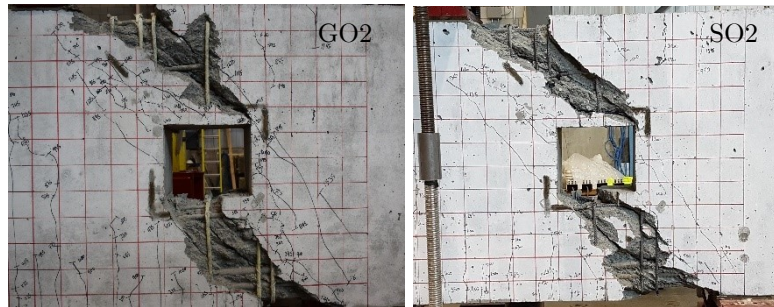


Figure 18 – Typical plan of rupture for specimens with openings

3.4.2.2 Specimen deformations

Figure 19 lists the readings of the LVDTs placed around and across the openings. Symmetrical readings were recorded on both sides of the deep beams. Figure 16 depicts the observed deformed shape of the specimens and opening distortion. It was noticed during testing that the formation of the main diagonal cracks divided the deep beams into three segments; two segments above the supports and one middle part under the loading points. Similar observations were reported for solid deep beams [29], [30].

During testing, the applied loads pushed the middle part downwards, while the opening corners at points B and D (figure 16) moved almost vertically as a small relative displacement was recorded between those two points. Deformation of the center section

was verified with points C and D moving away from each other, while points A and B approached each other. The longitudinal and horizontal web reinforcement mitigated this deformation. Since the steel-reinforced specimens exhibited lower deflections, their opening deformations were also lower than that of the GFRP-reinforced ones. Both the GFRP- and steel-reinforced specimens, however, followed the deformation trend shown in figure 16.

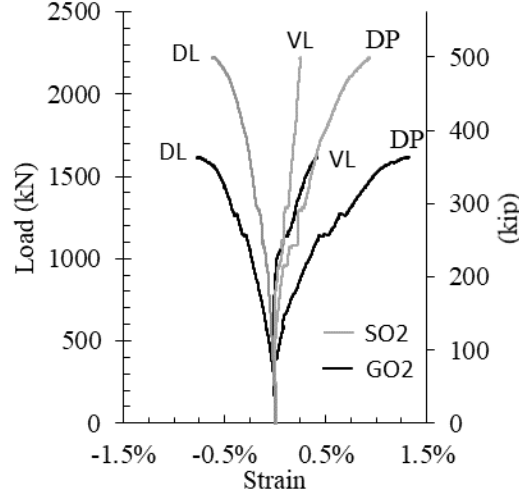


Figure 19 – Opening deformation of GO2 and SO2

Note: DL = Diagonal LVDT, VL = Vertical LVDT and DP = Diagonal potentiometer

The segments over the supports resisted deformation, causing additional widening of the main diagonal cracks between the three segments. Resistance to this widening was resisted mainly by the vertical stirrups. The angle between the diagonal cracks and vertical stirrups was smaller than with the horizontal bars, allowing the vertical bars to efficiently resist the transverse tensile forces. On the other hand, in maintaining the crack width, the vertical stirrups dragged the cantilever downwards (shaded area in figure 16), resulting in the vertical cracks shown in figure 15. This issue was addressed by Yang et al. [7], stating that proper arrangement is essential to protecting this zone. Vertical reinforcement around openings was reported to be more efficient than horizontal [18]. This is consistent with the observations in our study as the deformation of the middle segments caused high tensile strains in the vertical stirrups; strains at ultimate load were $4000 \mu\epsilon$ and $6600 \mu\epsilon$ in the steel and GFRP stirrups, respectively. The strains at ultimate load in the adjacent horizontal reinforcement were $2300 \mu\epsilon$ and $4000 \mu\epsilon$ for the steel and GFRP bars; respectively.

3.4.2.3 Load–deflection behavior

The failure of the specimens with web openings was initiated by reinforcement rupture, so normalizing the loads to f'_c was presumed inconsequential. Furthermore, Yang et al. [7]

indicated that f'_c had much less impact on the capacity of deep beams with openings than on solid deep beams, even when concrete was the limiting factor. Therefore, the effect of f'_c on the behavior of deep beams with openings is negligible when the failure is controlled by web-reinforcement rupture. Figure 20 shows the load–deflection of the deep beams tested. All specimens exhibited the same stiffness prior to the initiation of the first crack since concrete gross inertia mainly controlled the stiffness. With the formation of the first crack at approximately 325 kN (73.1 kip), all specimens exhibited a reduction in stiffness with a linear response up to failure. Figure 20 also shows that, all GFRP-reinforced deep beams exhibited higher deformation than their steel-reinforced counterparts at the same load level. This can be attributed to GFRP bars having a lower modulus. Table 5 shows that the steel-reinforced deep beams with web openings attained 21%–23% higher normalized ultimate loads than their counterpart GFRP beams (compare SO1 to GO1 and SO2 to GO2).

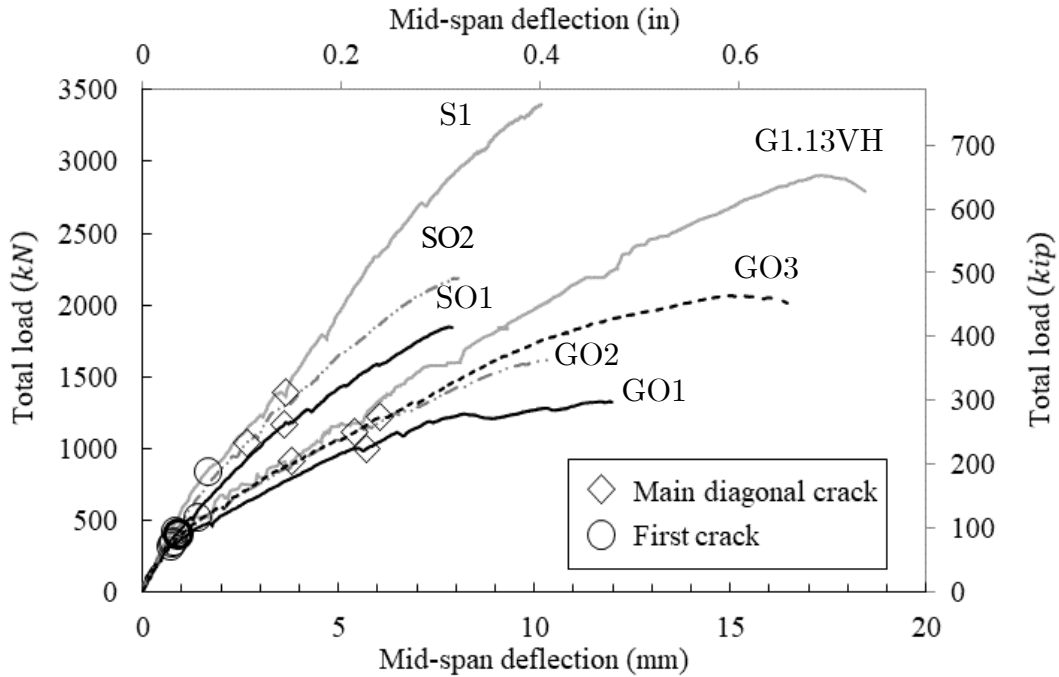


Figure 20 – Load–deflection response

3.4.2.4 Effect of openings and reinforcement configuration

As shown in table 5, the presence of web openings reduced the capacity by 54% and 46% for the steel- and GFRP-reinforced specimens; respectively (compare SO1 to S1 and GO1 to G1.13VH). Vecchio and Collins [16] reported that reducing the reinforcement strains in the transverse direction is essential to maintain the concrete’s capacity to transfer load. The GFRP bars around the openings exhibited higher strains than the steel ones at the same load levels, leading to GO1 experiencing a greater reduction in capacity than SO1. The yielding of steel bars around openings, however, promptly increased the strains in the

steel bars to values close to that in the GFRP bars. Consequently, GO1 and SO1 had similar reductions in capacity.

Adding 4 bars around the opening (one on each side) in specimens SO2 and GO2 increased their ultimate capacity by 18% and 22%, respectively, compared to specimens SO1 and GO1 (which had no additional bars around the openings). Specimen GO3 had 2 bars added to each side around the openings, which increased the ultimate capacity of GO3 by 17% and 43% compared to GO2 and GO1, respectively.

The additional reinforcement around the openings clearly affected the crack pattern, as shown in figure 15. The additional reinforcement induced a larger number of diagonal cracks at the openings' corners, with narrower crack widths compared to the specimens without additional reinforcement (GO2 and GO1). Therefore, the additional reinforcement controlled the cracks and distributed the strains along the surrounding concrete. Moreover, the additional vertical reinforcement in GO3 mitigated the rupture of the GFRP stirrups, unlike in the case of GO1 and GO2, and induced the failure as concrete crushing along the main diagonal crack, which is the desirable failure for GFRP-reinforced elements.

The P_{dc}/P_u ratios of SO1, SO2, GO1, GO2, and GO3 were 0.63, 0.48, 0.75, 0.69, and 0.59, respectively. Comparing those values to the P_{dc}/P_u ratios of the deep beams without openings—0.41 and 0.31 for S1 and G1.13VH, respectively—illustrated the more deterioration effect of the opening in the case of the GFRP-reinforced deep beams than the steel-reinforced ones. This is attributed to the GFRP bars having lower stiffness, therefore, doubling the GFRP reinforcement around the opening (GO3 compared to GO2) altered this behavior, and the reserved capacity became comparable between the steel- and GFRP-reinforced deep beams.

Figure 20 shows that specimens having additional reinforcement (SO2, GO2, and GO3) attained higher stiffness after cracking than specimens SO1 and GO1. Therefore, adding reinforcement around the openings compensated for the reduced stiffness due to the openings. This is consistent with the reserve capacities of the deep beams explained previously. Figure 20 also shows that specimen GO3 had 50% more deformation than specimen GO2 before the failure by doubling the number of bars around the openings.

3.4.2.5 Strains in longitudinal reinforcement

Previous studies have shown that GFRP-reinforced deep beams exhibited the criteria required to develop efficient arch-action mechanism in terms of reasonable deformation levels and nearly uniform strain distribution along the longitudinal reinforcement [5], [23], [24].

Similar conclusions can be drawn for the GFRP-reinforced deep beams with openings tested. As shown in figure 21, the readings of the three strain gauges located between the supports (L2, L3, and L4) suggest forming a tie at 25%–50% of ultimate load. Strains

above the supports (L1 and L5) commenced at 50%–60% of ultimate load. The strain profile was approximately linear at ultimate load. Moreover, the strain profile of the longitudinal reinforcement of the specimens without web openings was more linear than that of the specimens with web openings. The linearity of the strain profile is clearer for the steel-reinforced deep beams.

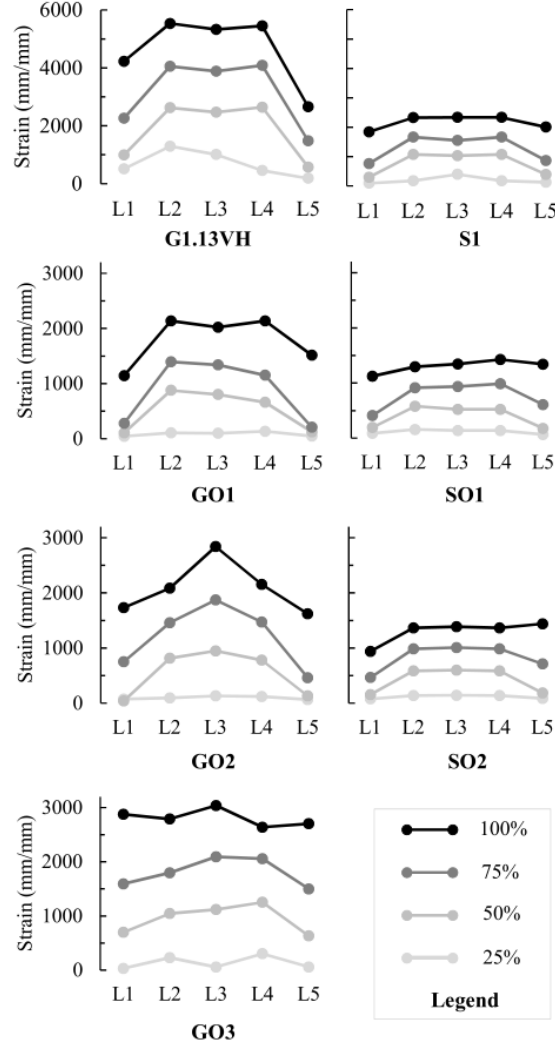


Figure 21 – Strain in longitudinal reinforcement at different loading stages

The development of arch action was also investigated by applying the principles of the strut-and-tie model (STM) to determine the strains in the longitudinal reinforcement. Details of the STM are illustrated in the following section. The predicted strains along the longitudinal reinforcement in table 5 were calculated by implementing the STMs shown in figure 22 using CAST software [25]. Andermatt and Lubell [31] explained that the STM is applicable for FRP-reinforced deep beams by accounting for strains in the mid-span of FRP bars. Therefore, the experimentally measured strains (ϵ_{exp}) in table 5 were the

averages of strain readings from L2, L3, and L4 at ultimate load. Table 5 shows that the experimental-to-predicted strain values ($\epsilon_{\text{exp}}/\epsilon_{\text{pred}}$) ranged from 0.9 to 1.04. Furthermore, the failure predicted by the STM was consistent with the experimental results and initiated by stirrup rupture in GO1 and GO2. These results explain the applicability of adequately calibrated STMs to the GFRP-reinforced deep beams with and without openings in the current study.

3.5 Strut-and-tie model

The STM is a powerful tool for designing and detailing discontinuity regions when the hypothesis of the plane section remain plane is invalid. The method consists in idealizing the stress path into a truss model, concentrating the compression and tension stress fields in series of concrete struts and reinforcement ties; the intersections between them are called nodes.

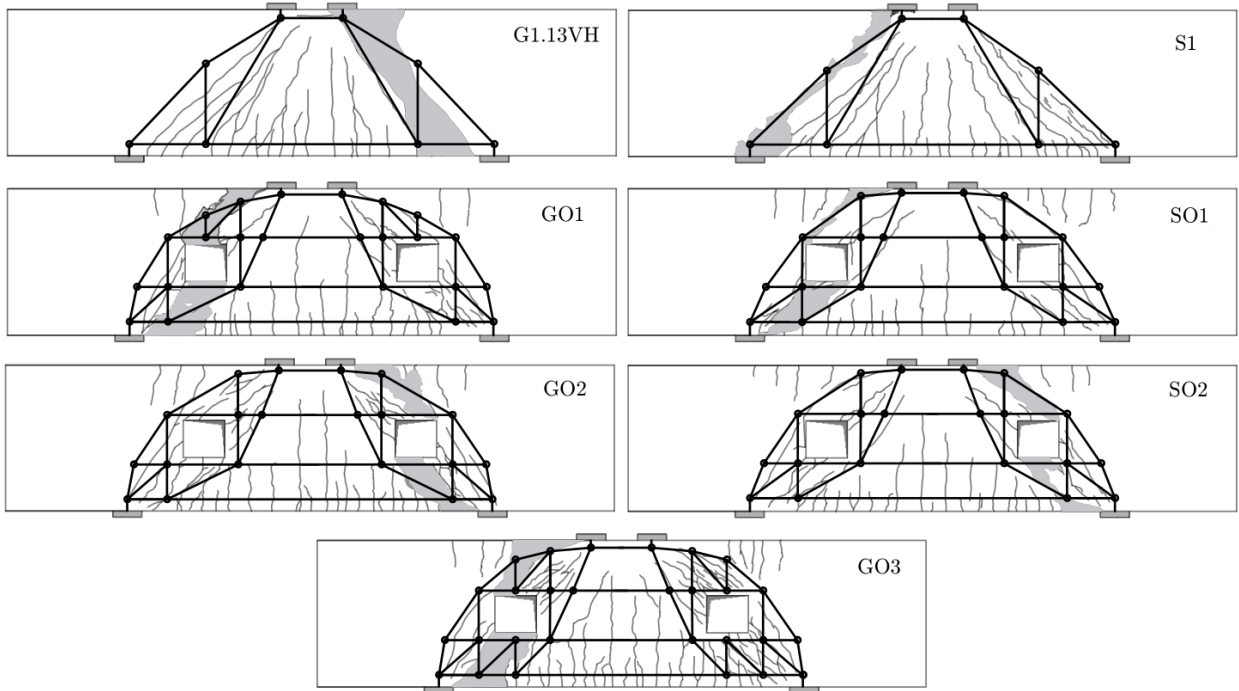


Figure 22 – STMs for the tested deep beams

Codes and provisions require steel-reinforced deep beams to be designed with the STM [4], [14], [17], while CSA S806 [10] recommends using the model in detailing FRP-reinforced deep beams. Furthermore, ACI 318 [14] recommends using the STM to account for the influence of discontinuity due to the presence of openings on the strength of the reinforced concrete members. Accordingly, researchers have illustrated that the STM is a great tool for predicting the ultimate capacity of steel-reinforced deep beams with web openings [20], [22].

STM accuracy in determining the capacity of GFRP-reinforced deep beams without web openings was examined and yielded adequate estimations [5], [24], [31]. Furthermore, Mohamed et al. [5] proposed a strut-and-tie-based model for predicting the capacity of GFRP-reinforced deep beams. In our study, the applicability of more complex STMs for the GFRP-reinforced deep beams with openings was investigated, assuming that the member exhibited sufficient deformation required by the lower-bound theorem compared to the steel-reinforced counterpart.

The capacity of the steel-reinforced deep beams was predicted with the STMs provided in CSA A23.3 [4] and ACI 318 [14], while the adequacy of the STM recommended in ACI 318 [14] and CSA S806 [10] and the model proposed by Mohamed et al. [5] were assessed for predicting the capacity of the GFRP-reinforced deep beams.

3.5.1 Assessment of STMs

The first step in assessing the ultimate capacity of the deep beams tested with the STM was to develop a truss model capable of transferring the load from the loading point to the supports. CAST software [25] was used to easily modify the truss model and automatically recalculate the truss forces. An iterative process was performed to produce the best suitable STM for each deep beam tested with the criteria to get the highest theoretical capacity. The suggested tension and compression fields were verified experimentally and found to be consistent with the cracking pattern (figure 22). The cracks appear in lieu with struts and the experimental reinforcement strains were consistent with the predicted strains. While the concrete strain gauges were damaged in early loading; the collected data was sufficient to verify that the concrete was in compression, as predicted by the STM.

CAST software was then used to calculate the strut and tie forces according to the applied load. The following step was to verify that the stress limits in the nodes, ties, and struts were in accordance with the design code. The allowable stresses or concrete efficiency factor stipulated in CSA S806 [10], CSA A23.3 [4], and ACI 318 [14] as well as the model proposed by Mohamed et al. [5] are summarized in table 6. An iterative design process was required to predict ultimate capacity without exceeding the stress limit of any of the truss elements. The iterative process was terminated as soon as one of the truss elements reached its stress limit, and the applied load was considered the maximum load predicted by the STM.

Table 6 – Summary of stress checks used to evaluate deep beams

Element	ACI 318 [14]	CSA S806 [10] & CSA A23.3 [4]	Mohamed et al. [5]
Struts with web reinforcement	$0.64f'_c$	$\frac{f'_c}{0.8+170\varepsilon_1} \leq 0.85f'_c$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_F + (\varepsilon_F + 0.002)\cot^2 \theta$	$0.5 \frac{1}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{(a/d)^{0.8}} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon_1}} \leq 0.85f'_c$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_F + (\varepsilon_F + 0.002)\cot^2 \theta$
Nodes bounded by struts and bearing areas (CCC node)	$0.85f'_c$	$0.85f'_c$	-
Nodes anchoring a tie in only one direction (CCT node)	$0.68f'_c$	$0.75f'_c$	-
Nodes anchoring ties in more than one direction (CTT node)	$0.51f'_c$	$0.65f'_c$	-
Ties	f_y	$0.65f_{fu} / f_y$	-

where θ is the angle between the strut and tie, ε_F is the maximum tensile strains in the tie bars, f'_c is the concrete compressive strength in MPa, a/d is the span-depth ratio, f_y is the yield strength of steel bars [4], [14] and f_{fu} is the ultimate strength of GFRP bars [10].

Table 7 presents the experimental-to-predicted ratios of the deep beams tested. The prediction was according to CSA S806 [10] for the GFRP-reinforced specimens, CSA A23.3 [4] and ACI 318 [14] for steel-reinforced specimens, and the model proposed by Mohamed et al. [5] for both the steel- and GFRP-reinforced specimens. Table 7 shows that all the STMs underestimated the ultimate capacity of the steel-reinforced deep beams with openings (SO1 and SO2). This underestimation could be attributed to the yielding of the steel bars, which occurred at approximately 50% of the ultimate load; the specimens were able, however, to resist more loads afterwards. Therefore, it can be suggested that, after the steel bars yielded, an internal stress redistribution occurred, forming another truss model that allowed specimens SO1 and SO2 to support additional load before failure. For the other deep beams, the STMs were able to adequately predict the ultimate capacity with different levels of safety inherent in each applied model.

Table 7 shows that the STM recommended in ACI 318 [14] resulted in predicted capacities very close to those achieved experimentally with an average experiment-to-predicted value of 1.08 and COV of 10%. Therefore, the researchers proposed reduced strut-efficiency factors to yield safe estimations of the model [28], [32], [33].

Table 7 – Predicted versus experimental ultimate capacity

Beam ID	P_{exp} (kN)	ACI 318 [14]	CSA S806 [10] & CSA A23.3 [4]	Mohamed et al. [5]
		$P_{\text{exp}} / P_{\text{pred}}$	$P_{\text{exp}} / P_{\text{pred}}$	$P_{\text{exp}} / P_{\text{pred}}$
S1	3400	1.15	1.15	1.15
SO1	1848	2.59	2.35	2.59
SO2	2189	2.30	2.31	2.30
G1.13VH [†]	2904	0.96	1.50	1.06
GO1	1328	1.14	1.75	1.15
GO2	1619	0.97	1.85	1.33
GO3	2067	1.20	1.80	1.20
Average		1.08	1.71	1.18
COV		10%	9%	8%

[†]Tested by Mohamed et al. [9],

1 kN = 0.225 kip.

The STM in CSA A23.3 [4] and CSA S806 [10] accounts for the effect of different reinforcement materials by considering the strain value on the longitudinal reinforcement in calculating strut resistance. The resultant predictions were, however, conservative with an average of 1.71 and COV of 9%. Mohamed et al. [5] reported that CSA S806 [10] overestimated the capacity of the GFRP-reinforced deep beams due to exaggeration of the adverse effect of concrete softening in the diagonal strut due to the longitudinal-reinforcement strain. The model proposed by Mohamed et al. [5], however, resulted in more accurate estimations.

3.6 Conclusions

In this study, seven deep beams measuring 1200×300 mm in cross section and 5000 mm in span were tested and analyzed to investigate the effect of web openings on the behavior of GFRP-reinforced deep beams compared to that of steel-reinforced ones. The shear span-to-depth (a/d) ratio was 1.13. The beam web openings were 304 mm high and 340 mm wide. Different GFRP and steel reinforcement configurations were provided around the web opening to assess their effect on the behavior of the deep beams. Based on the results of this investigation, the following conclusions can be drawn:

1. It was clear that the GFRP-reinforced deep beams experienced greater reduction in capacity than the steel-reinforced ones with the addition of openings. On the other hand, both the GFRP- and steel-reinforced deep beams with openings experienced similar gains in capacity when additional reinforcement bars were added around the openings. It should be mentioned that the failure of the GFRP-reinforced deep beams with openings was initiated by the bent portion of the stirrups rupturing or by opening of the stirrups. Since the stirrups were used as tension ties, capacity is highly limited by the bent portion. Bent-portion strength should be considered in calculating stirrups as anchoring struts and, in that case, closed stirrups should be used.
2. This study confirmed that the STM is an efficient way to design GFRP-reinforced deep beams as the predicted ultimate capacity according to the STMs adopted from ACI 318 [14], CSA A23.3 [4], CSA S806 [10], and Mohamed et al. [5] resulted in approximately the same level of conservatism for GFRP- and steel-reinforced deep beams without openings using simple truss model.
3. The accuracy of the STMs models adopted from ACI 318 [14], CSA A23.3 [4], CSA S806 [10], and Mohamed et al. [5] in calculating the ultimate capacity of complex truss models—as is the case of deep beams with openings—was assessed. In the case of the steel-reinforced deep beams with openings, the STM resulted in significantly conservative estimations, as the calculated capacity was controlled by yielding of steel stirrups around the openings. Nevertheless, the experimental investigation revealed that the specimens were able to sustain more loads after yielding of the stirrups, and the subsequent yielding of adjacent stirrups was followed until the deep beams failed.
4. The suggested truss model and the STMs were found to be in accordance with the experimental results of the GFRP-reinforced deep beams with openings in terms of cracking pattern, strains in reinforcement, and ultimate-capacity prediction. The ultimate capacity of the deep beams was, however, controlled by the rupture of the GFRP stirrups around the openings. Once the GFRP stirrups ruptured, brittle failure of the deep beam occurred with no alternative load paths as in the case of the steel-reinforced specimens. Therefore, the level of conservatism of the STMs for

the GFRP-reinforced deep beams was close to unity since the prediction was controlled by the rupturing of the GFRP reinforcement. Therefore, caution should be taken while choosing the truss mechanism, and appropriate detailing for all truss elements must be verified.

3.7 Acknowledgments

The authors would like to express their gratitude for the financial support of the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Canada Research Chair in Advanced FRP Composite Materials for Civil Structures, the NSERC Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Infrastructure, the Fonds de la recherche du Québec en nature et technologies (FRQ-NT), and the Canadian Foundation for Innovation (CFI). Special thanks to Pultrall for providing the GFRP materials required for the specimens and to the technical staff of the Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, for their contribution to the experimental phase.

CHAPITRE 4

CONCLUSION ET PERSPECTIVES FUTURES

Les poutres profondes sont utilisées fréquemment dans des bâtiments et des infrastructures routières. Des ouvertures peuvent y être placée afin de permettre le passage de conduites ou bien de laisser un accès. Ce type de poutres est pour la plupart du temps renforcé de barres en acier. Dans des environnements agressifs, des problèmes de corrosion peuvent survenir affectant ainsi la durabilité de l'ouvrage. L'utilisation des barres en polymère renforcé de fibres de verre (PRFV) permet de palier au problème de la corrosion électrochimique et permet d'obtenir une structure en béton sans résonance magnétique.

Voyant les avantages possibles d'une utilisation plus étendue des barres en PRFV, des essais ont été effectués sur des poutres profondes en béton armé avec ouvertures. Trois spécimens étaient renforcés de barres en PRFV et deux l'étaient à l'aide de barres en acier. Une poutre profonde sans ouvertures renforcée de barres en acier et une renforcée de barres en PRFV ont aussi été incluses dans les essais à titre de référence. Ainsi, les paramètres d'essais étaient le matériau des barres utilisées comme armature, la présence d'ouvertures et la quantité d'armature autour des ouvertures.

Les résultats permettent de constater les différences en les poutres profondes renforcées des deux matériaux différents sous forme de patrons de fissuration, de la déformation des spécimens, des courbes charge-déformation, de l'effet de l'ajout d'ouvertures et de l'efficacité des barres additionnelles. La résistance des poutres profondes sans ouvertures renforcée de barres en acier et en PRFV était similaire (résistance de 4% plus élevée pour celle en acier). Cependant, la poutre en PRFV a démontré une rigidité moindre et une capacité de déformation supérieure. Le comportement global des deux poutres (armature d'acier et PRFV) était similaire.

L'ajout d'ouvertures dans l'âme a engendrée une diminution importante de la capacité portante, soit de 54% pour les échantillons renforcés de barres en PRFV et 46% pour ceux renforcés de barres en acier. Ainsi, la résistance des poutres profondes avec ouvertures renforcées de barres en PRFV était de 35% à 39% plus faible que celles comparable renforcée à l'aide de barres en acier. En revanche, sans causer de problème aux vérifications en service, les échantillons renforcés de barres en PRFV ont démontré une plus grande capacité de déformation. L'augmentation de résistance due à l'ajout de barres additionnelles était comparable pour les échantillons renforcés des deux types de matériaux. La résistance supérieure des poutres renforcées de barres en acier est principalement dû au niveau de redondance élevé. En effet, les barres ont commencé à se plastifier lorsqu'environ 70% de la charge ultime était appliquée. Par la suite, une

redistribution des efforts à un lieu entraînant la plastification des barres voisines à celles dont la résistance était épuisée.

Les modèles par bielles et tirants des normes CSA A23.3-14, CSA S806-12 et ACI 318-14 [4], [10], [14] ainsi que le modèle proposé par Mohamed et al. [5] sont utilisés afin d'en vérifier la précision pour l'évaluation de la résistance des poutres profondes mise à l'essai dans cette étude. La méthode de Mohamed et al. [5] permet une estimation précise de la capacité tout en demeurant conservateur. La norme ACI 318 n'a pas encore été adaptée pour l'utilisation des barres en PRFV, ce qui explique qu'elle mène vers des résultats non conservateurs. La norme CSA S806 [10] donne des estimations très conservatrices de la résistance des poutres profondes renforcées de barres en PRFV. Toutefois, toutes les normes actuelles, avec leurs restrictions d'usage, permettent une estimation sécuritaire de la capacité des échantillons inclus dans le présent mémoire. Un modèle bielle-tirant bien calibré peut donc permettre une bonne estimation de la résistance et fonctionne très bien pour les poutres armées de barres en PRFV et en acier.

Étant donné le nombre impressionnant d'éléments de structure pouvant être conçues avec la méthode bielle-tirant, il serait pertinent de valider cette méthode pour des structures hyperstatiques renforcées de barres en PRFV. La redistribution des efforts, étant donné la compatibilité des déformations, pourrait être étudiée. Ces essais permettraient de montrer si oui ou non la capacité de déformations des barres en PRFV permet aux charges de passer par le chemin de charge prévu selon le modèle bielle-tirant. Cependant, pour des structures comportant des modèles par bielles et tirants simples où les chemins de charge sont bien définis, la méthode peut être utilisée de façon sécuritaire permettant une bonne estimation de la résistance.

Une étude paramétrique par éléments finis pourrait aussi être effectuée afin de varier la taille des ouvertures ainsi que leur position. De plus, la quantité d'armature pourrait être modifiée de façon à inclure une plus grande quantité de cas possibles. Ces modèles par éléments finis comporteraient idéalement des poutres profondes avec ouvertures, en béton armé renforcé de barres en acier afin de comparer les résultats. Des vérifications pourraient du même fait être effectuées pour la méthode bielle-tirant afin de vérifier si la résistance de tous les spécimens pourrait être évaluée de façon sécuritaire.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- [1] K. Bouguerra, E. A. Ahmed, S. El-Gamal, and B. Benmokrane, “Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars,” *Constr. Build. Mater. (Netherlands)*, vol. 25, no. 10, pp. 3956–65, 2011.
- [2] M. Guerin, H. M. Mohamed, B. Benmokrane, A. Nanni, and C. K. Shield, “Eccentric behavior of full-scale reinforced concrete columns with glass fiber-reinforced polymer bars and ties,” *ACI Structural Journal*, vol. 115, no. 2, pp. 489–499, 2018.
- [3] A. E. Zaghi, M. S. Saïdi, and A. Mirmiran, “Shake table response and analysis of a concrete-filled FRP tube bridge column,” *Compos. Struct. (UK)*, vol. 94, no. 5, pp. 1564–74, 2012.
- [4] CSA A23.3, *Design of concrete structures*, 2014th ed. Mississauga, ON, Canada: CSA Group, 2014.
- [5] K. Mohamed, A. S. Farghaly, and B. Benmokrane, “Strut efficiency-based design for concrete deep beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars,” *ACI Structural Journal*, vol. 113, no. 4, pp. 791–800, 2016.
- [6] F. K. Kong and G. R. Sharp, “Structural idealization for deep beams with web openings,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 29, no. 99, pp. 81–91, 1977.
- [7] K.-H. Yang, H.-C. Eun, and H.-S. Chung, “The influence of web openings on the structural behavior of reinforced high-strength concrete deep beams,” *Engineering Structures*, vol. 28, no. 13, pp. 1825–1834, 2006.
- [8] D.-J. Kim, J. Lee, and Y. H. Lee, “Effectiveness factor of strut-and-tie model for concrete deep beams reinforced with FRP rebars,” *Compos., B, Eng. (UK)*, vol. 56, pp. 117–25, 2014.
- [9] K. Mohamed, A. S. Farghaly, and B. Benmokrane, “Effect of vertical and horizontal web reinforcement on the strength and deformation of concrete deep beams reinforced with GFRP bars,” *Journal of Structural Engineering (United States)*, vol. 143, no. 8, 2017.
- [10] CSA S806, *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*, R2017 ed. Mississauga, ON, Canada: CSA Group, 2012.
- [11] ACI Committee 440, *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars (ACI 440.1R-15)*, American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 2015.
- [12] P. Paultre, *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*, 2e ed. Presses internationales Polytechnique, 2017.
- [13] J. Schlaich, K. Schaefer, and M. Jennewein, “Toward a consistent design of structural concrete,” *PCI Journal*, vol. 32, no. 3, pp. 74–150, 1987.
- [14] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, 2014th ed. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2014.

- [15] J. K. Wight and J. K. MacGregor, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 6th Edition. Upper Saddle River, New Jersey: Pearson Education, Inc., 2012.
- [16] F. J. Vecchio and M. P. Collins, "Compression response of cracked reinforced concrete," *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, vol. 119, no. 12, pp. 3590–3610, 1993.
- [17] AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 8th edition. 2017.
- [18] K.-H. Yang, H.-S. Chung, and A. F. Ashour, "Influence of inclined web reinforcement on reinforced concrete deep beams with openings," *ACI Structural Journal*, vol. 104, no. 5, pp. 580–589, 2007.
- [19] M. P. Collins, E. C. Bentz, and E. G. Sherwood, "Where is shear reinforcement required? review of research results and design procedures," *ACI Structural Journal*, vol. 105, no. 5, pp. 590–600, 2008.
- [20] S. F. Brena and M. C. Morrison, "Factors affecting strength of elements designed using strut-and-tie models," *ACI Struct. J. (USA)*, vol. 104, no. 3, pp. 267–77, 2007.
- [21] J. Schlaich and K. Schaefer, "Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models," *Structural engineer London*, vol. 69, no. 6, 1991.
- [22] D. B. Garber, J. M. Gallardo, G. D. Huaco, V. A. Samaras, and J. E. Breen, "Experimental Evaluation of Strut-and-Tie Model of Indeterminate Deep Beam," *ACI Struct. J. (USA)*, vol. 111, no. 4, pp. 873–80, 2014.
- [23] M. F. Andermatt and A. S. Lubell, "Behavior of Concrete Deep Beams Reinforced with Internal Fiber-Reinforced Polymer-Experimental Study," *ACI Struct. J. (USA)*, vol. 110, no. 4, pp. 585–94, 2013.
- [24] A. S. Farghaly and B. Benmokrane, "Shear Behavior of FRP-Reinforced Concrete Deep Beams without Web Reinforcement," *J. Compos. Constr. (USA)*, vol. 17, no. 6, pp. 04013015 (10 pp.)-, 2013.
- [25] D. A. Kuchma and T. N. Tjhin, "CAST (Computer Aided Strut-and-Tie) design tool," in *Structures - A Structural Engineering Odyssey, Structures 2001 - Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition*, Washington, DC, United states, 2001, vol. 109.
- [26] H.-C. Eun, Y.-H. Lee, H.-S. Chung, and K.-H. Yang, "On the shear strength of reinforced concrete deep beam with web opening," *Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 15, no. 4, pp. 445–466, 2006.
- [27] K. H. Tan, C. Y. Tang, and K. Tong, "Shear strength predictions of pierced deep beams with inclined web reinforcement," *Magazine of Concrete Research*, vol. 56, no. 8, pp. 443–452, 2004.
- [28] R. Tuchscherer, D. Birrcher, M. Huizinga, and O. Bayrak, "Distribution of stirrups across web of deep beams," *ACI Structural Journal*, vol. 108, no. 1, pp. 108–115, 2011.
- [29] B. I. Mihaylov, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Two-parameter kinematic theory for shear behavior of deep beams," *ACI Structural Journal*, vol. 110, no. 3, pp. 447–455, 2013.

- [30] K. Mohamed, A. S. Farghaly, B. Benmokrane, and K. W. Neale, “Nonlinear finite-element analysis for the behavior prediction and strut efficiency factor of GFRP-reinforced concrete deep beams,” *Engineering Structures*, vol. 137, pp. 145–161, 2017.
- [31] M. F. Andermatt and A. S. Lubell, “Strength modeling of concrete deep beams reinforced with internal fiber-reinforced polymer,” *ACI Struct. J. (USA)*, vol. 110, no. 4, pp. 595–605, 2013.
- [32] K. S. Ismail, M. Guadagnini, and K. Pilakoutas, “Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams,” *Journal of Structural Engineering (United States)*, vol. 144, no. 2, 2018.
- [33] K.-H. Reineck and L. Todisco, “Database of shear tests for non-slender reinforced concrete beams without stirrups,” *ACI Structural Journal*, vol. 111, no. 6, pp. 1363–1371, 2014.